

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIEROS CIVILES

TEMA:
DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO, ESTRUCTURAS DE
PRE-TRATAMIENTO Y ESTRUCTURAS DE DESCARGA PARA EL
BARRIO SAN VICENTE DE CALDERÓN –DMQ.

AUTORES:
GAONA BRICEÑO STALIN JOHN
PLAZARTE PLAZARTE LUIS ALBERTO

TUTOR:
HEREDIA HIDALGO BYRON ANDRÉS

Quito, agosto del 2020

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR 1

Nosotros, Gaona Briceño Stalin John y Plazarte Plazarte Luis Alberto con documento de identificación N° 172385191-9 y N° 172279819-4 respectivamente, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: “DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO, ESTRUCTURAS DE PRE-TRATAMIENTO Y ESTRUCTURAS DE DESCARGA PARA EL BARRIO SAN VICENTE DE CALDERÓN - DMQ”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, agosto del 2020



Gaona Briceño Stalin John
CI. 172385191-9



Plazarte Plazarte Luis Alberto
CI. 172279819-4

DECLARATORÍA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, Heredia Hidalgo Byron Andrés con documento de identificación N° 171914706-6, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Proyecto Técnico “DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO, ESTRUCTURAS DE PRE-TRATAMIENTO Y ESTRUCTURAS DE DESCARGA PARA EL BARRIO SAN VICENTE DE CALDERÓN - DMQ”, realizado por los estudiantes Gaona Briceño Stalin John y Plazarte Plazarte Luis Alberto, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como un trabajo final de titulación.

Quito, agosto del 2020

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Heredia Hidalgo Byron Andrés', is written over a horizontal line.

Heredia Hidalgo Byron Andrés

CI. 171914706-6

AGRADECIMIENTO 1

A Dios, por darme la voluntad y sabiduría en los momentos difíciles a lo largo de mi carrera universitaria.

A mis padres, Benigno Gaona y Bélgica Briceño por ser un gran apoyo de amor y económico. A Luis, Josué, Diana y Camila, que sin ellos no hubiera sido posible mi formación académica.

A toda mi familia, que siempre han preguntado sobre mi avance en la universidad desde que ingrese a ella.

A María Dolores Cuenca Chiluisa y Melisa Rosalía Cadena Holguín, quienes fueron y serán personas importantes en mi vida y estuvieron en su tiempo, ayudándome y dándome su apoyo y amor.

A mi primo Arq. Bryan Andrés, que siempre hemos estado juntos desde niños entre risas y aventuras, y ahora somos profesionales.

A mis compañeros Ing. Fernando Castro y Geovanny Cerón por compartir conmigo momentos de gloria y tristeza en todos estos años.

A mi Director de Tesis, Ing. Andrés Heredia, ya que gracias a su guía y colaboración he culminado con éxito este trabajo.

S4NTZ.

AGRADECIMIENTO 2

La elaboración de este proyecto va dedicada para mis padres y hermana Segundo, Sara y Pamela Plazarte, pilares fundamentales en mi vida, a los que guardo y guardaré eterno agradecimiento; con sus consejos, cariño y apoyo he llegado a ser la persona que ven hoy en día.

A Mauro Artos, Nicolas Molina, y Leonardo Arteaga, grandes amigos que tuve la oportunidad de encontrar en el Colegio Juan Pío Montufar, al cual guardo gran cariño y amor, por ser parte fundamental de mi formación académica.

A mis padres, amigos y familia, quienes me sujetaron a la vida en momentos de adversidad.

A los Ingenieros Luis Collaguazo, Esteban Espinosa, Shubert Rosero, y Gabriel Cueva personal técnico de la EPMAPS y a nuestro director de tesis Byron Heredia por ser una guía fundamental para la consecución de este proyecto técnico.

A todos, gracias totales.

ÍNDICE DE CONTENIDO

GLOSARIO	xxvii
RESUMEN	xxxii
ABSTRACT	xxxiv
Capítulo I	35
Generalidades	35
1.1. Introducción	35
1.2. Antecedentes	36
1.3. Alcance	36
1.4. Justificación	37
1.5. Objetivos	37
<i>Objetivo General</i>	37
<i>Objetivos Específicos</i>	37
Capítulo II	39
Marco Urbano del Proyecto	39
2.1. Ubicación Geográfica	39
2.2. Topografía y Relieve	40
2.3. Geología	40
2.4. Uso de Suelo	41
2.5. Clima	41
2.6. Descripción del Aspecto Socio-Económico	42
2.6.1. <i>Análisis de Resultados</i>	42
2.7. Población Rural Actual y Futura	44
2.7.1. <i>Densidad Poblacional Actual</i>	45
2.8. Servicios de Infraestructura Básica Existente	46
2.8.1. <i>Agua Potable</i>	46
2.8.2. <i>Luz Eléctrica</i>	47
2.8.3. <i>Recolección de Aguas Servidas</i>	48
2.8.4. <i>Recolección de Basura</i>	48
2.8.5. <i>Sistema Vial en Tierra</i>	49
2.8.6. <i>Oleoducto de Crudos Pesados (OCP)</i>	50
2.9. Consumo y Dotación de Agua Potable Actual y Futura.	50
2.9.1. <i>Consumo de Agua Potable</i>	50
2.9.2. <i>Dotación de Agua Potable</i>	53

Capítulo III	56
Trabajos de Campo	56
3.1. Levantamiento Topográfico	56
3.1.1. <i>Equipo Utilizado</i>	56
3.1.2. <i>Procedimiento de Trabajo</i>	57
3.2. Estudios de Suelos	58
3.2.1. <i>Descripción del Proyecto</i>	58
3.2.2. <i>Análisis de Resultados</i>	59
3.2.2.1. Descripción de la Naturaleza y Perfil del Suelo.	59
3.2.2.2. Descripción de la Estratigrafía del Sitio.	59
3.2.2.3. Descripción de la Capacidad Admisible (qa) y Parámetros Mecánicos	59
Capítulo IV	60
Diseño Hidráulico de la Red de Alcantarillado Combinado	60
4.1. Periodo de Diseño	60
4.2. Estimación de Población Futura	60
4.2.1. <i>Método de Estimación de la Población Aritmético</i>	61
4.2.2. <i>Método Geométrico: Crecimiento Geométrico</i>	61
4.2.3. <i>Método Geométrico: Logarítmico</i>	61
4.2.4. <i>Análisis de Densidad Poblacional</i>	62
4.3. Población Futura en la Zona de Proyecto	62
4.3.1. <i>Población Futura</i>	62
4.3.2. <i>Densidad Poblacional Futura</i>	63
4.4. Trazado de la Red de Alcantarillado Combinado	64
4.5. Pozos de Registro y Ubicación	65
4.5.1. <i>Diámetro de Pozos de Revisión</i>	66
4.5.2. <i>Pozo de Revisión Tipo B1</i>	66
4.5.3. <i>Pozo de Revisión Tipo B2</i>	67
4.5.4. <i>Pozo de Caída Tipo I</i>	68
4.5.5. <i>Pozo de Caída Tipo II</i>	70
4.6. Determinación de Áreas de Aportación	71
4.7. Parámetros hidráulicos de la Red de Alcantarillado	72
4.7.1. <i>Diámetro Interior Mínimo</i>	72
4.7.2. <i>Velocidad Mínima</i>	72
4.7.3. <i>Velocidad Máxima</i>	73

4.7.4.	<i>Pendiente Mínima</i>	74
4.7.5.	<i>Pendiente Máxima</i>	75
4.7.6.	<i>Profundidad Hidráulica Máxima</i>	75
4.7.7.	<i>Profundidad Mínima a la Cota Clave</i>	75
4.7.8.	<i>Profundidad Máxima a la Cota Clave</i>	76
4.7.9.	<i>Localización de Redes de Alcantarillado</i>	76
4.8.	<i>Cálculo de Caudal Residual</i>	77
4.8.1.	<i>Coeficiente de Retorno (CR)</i>	78
4.8.2.	<i>Caudal Máximo Horario (Q_{max})</i>	78
4.8.3.	<i>Caudal de Infiltración ($Q_{infiltración}$)</i>	79
4.8.4.	<i>Caudal Sanitario de Diseño ($Q_{diseño}$)</i>	80
4.9.	<i>Cálculo de Caudal Pluvial</i>	81
4.9.1.	<i>Ubicación de la Estación Meteorológica</i>	81
4.9.2.	<i>Ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)</i>	81
4.9.3.	<i>Periodo de Retorno y Tiempo de Concentración</i>	82
4.9.3.1.	<i>Periodo de Retorno (T_r).</i>	82
4.9.3.2.	<i>Tiempo de Concentración (t_c).</i>	82
4.9.4.	<i>Método Racional ($C \cdot I \cdot A$) – Caudal Pluvial (Q_{pl})</i>	83
4.9.4.1.	<i>Coeficiente de Escorrentía (C).</i>	84
4.10.	<i>Diseño de la Red de Alcantarillado Combinado (Hoja de cálculo)</i>	85
4.10.1.	<i>Hoja de Cálculo “Caudal de Diseño”</i>	85
✓	<i>Nombre de la Calle.</i>	85
✓	<i>Área de Drenaje.</i>	85
✓	<i>Aportes Medio Diario de Aguas Residuales.</i>	86
✓	<i>Caudal Medio Diario de Aguas Residuales.</i>	88
✓	<i>Caudal Máximo Horario de Aguas Residuales.</i>	89
✓	<i>Caudal de Infiltración.</i>	90
✓	<i>Caudal Sanitario de Diseño.</i>	90
4.10.2.	<i>Hoja de Cálculo “Cálculo Hidráulico”</i>	90
✓	<i>Descripción del Tramo.</i>	91
✓	<i>Área de Drenaje.</i>	91
✓	<i>Caudal Pluvial de Diseño.</i>	91
✓	<i>Caudal de Diseño (Q_d).</i>	93

✓	Diseño Hidráulico del Tramo.	94
✓	Cotas.	106
✓	Profundidad del Pozo.	107
4.11.	Modelamiento de la Red en Bentley SewerGEMS®	108
4.11.1.	<i>Particularidades de Software Bentley SewerGEMS®</i>	108
4.11.2.	<i>Definición de Parámetros Hidráulicos Mínimos en el Modelo (Default Desing Constraints)</i>	109
4.11.3.	<i>Catálogo de Tuberías (Conduit Catalog)</i>	111
4.11.4.	<i>Importación de Topografía</i>	112
4.11.5.	<i>Cotas y Ubicación de Pozos de Revisión (Manhole) y Emisarios Finales (Outfall)</i>	112
4.11.6.	<i>Cotas y Diámetro de Tuberías de Conducción (Conduit)</i>	114
4.11.7.	<i>Introducción de Cargas Unitarias de Caudal Combinado (Inflow Control Center)</i>	115
4.11.8.	<i>Resultados de Análisis de Modelamiento de la Red</i>	116
4.11.9.	<i>Comparación de Resultados de Modelamiento Bentley SewerGEMS® y Resultados Analíticos</i>	117
4.12.	Diseño de Separadores de Caudal (Vertedero Lateral)	119
4.12.1.	<i>Proporción de Disolución (Caudal Residual – Caudal Combinado)</i>	119
4.12.2.	<i>Diseño Hidráulico del Separador de Caudal Lateral Doble (Pozo 99)</i>	119
	Longitud del Vertedero.	123
	Longitud de Vertedero Mediante la Gráfica de la Lámina de Agua.	126
	Construcción de la Lámina de Caída de Agua.	128
4.12.3.	<i>Diseño Hidráulico del Separador Lateral Doble (Pozo 74)</i>	134
	Descripción de la Problemática:	134
	Longitud del Vertedero.	137
	Longitud de Vertedero Mediante la Gráfica de la Lámina de Agua.	138
4.13.	Diseño de Túnel	142
Capítulo V		145
Diseño de Estación de Bombeo de Aguas Residuales		145
5.1.	Periodo de Cálculo	145
5.1.1.	<i>Cálculo de Caudales de Diseño</i>	145
5.2.	Periodo de Bombeo	146
5.3.	Bombas Centrifugas Sumergibles	146
5.4.	Ecuación de la Altura	147
5.5.	Ecuación de la Altura de la Bomba	148
5.6.	Diámetro de la Tubería de Impulsión	150

5.6.1.	<i>Régimen de Flujo en la Tubería de Impulsión</i>	151
5.7.	Pérdidas de Carga por Fricción (h_f)	153
5.8.	Pérdidas de Carga Locales	154
5.9.	Determinación de la Altura Total de la Bomba (H)	155
5.9.1.	<i>Altura Geodésica (H_{geod})</i>	155
5.9.2.	<i>Pérdidas de Carga en la Tubería (H_f)</i>	155
5.9.3.	<i>Altura de la Bomba (H)</i>	156
5.10.	Potencia del Equipo de Bombeo (P)	156
5.11.	Selección de la Bomba	157
5.11.1.	<i>Selección de Bomba Basada en las Curvas de Bomba</i>	157
5.11.1.1.	Curva Característica de la Bomba Sumergible Grundfos SLV.80.80.220.2.52H.S.N.51D.	158
5.11.2.	<i>N. S. P. H.</i>	159
5.12.	Número de Bombas	160
5.13.	Volumen y Área del Pozo de Bombeo o Fosa Húmeda	160
5.13.1.	<i>Área del Pozo de Bombeo</i>	161
5.13.1.1.	Base de la Fosa Húmeda.	163
5.13.1.2.	Canastilla Retenedora de Sólidos.	164
5.13.1.3.	Determinación de la Longitud de la Fosa Húmeda	164
5.13.2.	<i>Diseño de la Estación de Bombeo</i>	165
5.14.	Estructuras de Pre-tratamiento	167
5.14.1.	<i>Remoción de Sólidos Gruesos</i>	167
5.14.2.	<i>Decantación de Sólidos Finos</i>	167
5.15.	Niveles de Operación de la Bomba	168
5.15.1.	<i>Nivel de Parada</i>	168
5.15.2.	<i>Niveles de Arranque de la Bomba</i>	169
5.15.3.	<i>Tubería de Entrada de la Estación de Bombeo</i>	172
5.16.	Verificación del Ciclo de Bombeo y del Nivel de Sumergencia (ΔH)	173
5.16.1.	<i>Ciclo de Bombeo</i>	173
5.16.2.	<i>Determinación del Ciclo de Bombeo Para el Periodo de Diseño</i>	174
5.16.2.1.	<i>Tiempo de Operación de la Bomba (T_v)</i>	175
5.16.2.2.	<i>Comprobación del Volumen Efectivo de Bombeo</i>	176
5.16.2.3.	<i>Tiempo de Llenado (T_{ll})</i>	176
5.16.2.4.	<i>Duración del Ciclo de Bombeo.</i>	177

5.16.2.5. Número de Arranques de la Bomba.	177
5.16.3. Niveles de Operación de la Bomba	177
5.16.3.1. Ciclo de Bombeo y Números de Arranques de la Bomba.	180
Capítulo VI	184
Diseño Hidráulico Estructura de Descarga Tipo Vórtice	184
6.1. Descripción del Funcionamiento de la Estructura	184
6.1.1. Elementos Principales de la Estructura	185
6.1.2. Canal de Aproximación	186
6.1.2.1. Cámara de Entrada.	187
6.1.2.1.1. Geometría de la Cámara de Entrada.	187
6.1.2.2. Tubo Vertical.	194
6.1.2.2.1. Geometría del Tubo Vertical.	194
6.1.2.2.2. Disipación de Energía.	194
6.1.2.2.3. Arrastre de Aire.	195
6.1.2.3. Cámara de Disipación.	196
6.1.2.3.1. Geometría de la Cámara de Disipación.	196
6.1.2.3.2. Colchón de Agua.	198
6.1.2.4. Canal de Entrega.	199
6.2. Diseño de Red de Aproximación a la Estructura de Descarga	199
6.2.1. Quebradas Secas Cercanas	200
6.2.2. Red de Aproximación	202
6.3. Diseño Hidráulico de la Estructura de Descarga	203
6.3.1. Diseño del Canal de Aproximación (PED2 – PEED)	203
6.3.2. Diseño de Hidráulico de Cámara de Entrada, Tubo Vertical y Cámara de Disipación.	205
6.3.2.1. Eficiencia de Disipación de Energía:	209
6.3.3. Diseño del Colchón de Agua en la Cámara de Disipación	210
Capítulo VII	216
Estudio de Impacto Ambiental	216
7.1. Metodología Empleada para la Identificación de los Impactos Ambientales	217
7.1.1. Identificación de Impactos Ambientales	217
7.1.2. Identificación de Acciones	218
7.1.3. Identificación de los Factores	219
7.2. Impactos Dañino o Negativo (-)	222
7.2.1. Impactos Negativos en la Etapa de Construcción	222

7.2.2. <i>Impactos Negativos en la Etapa de Operación</i>	222
7.3. Impactos Beneficiosos o Positivos (+)	222
7.3.1. <i>Impactos Positivos en la Etapa de Construcción y Operación</i>	222
7.4. Medidas para Mitigar los Impactos Ambientales Negativos	223
Capítulo VIII	224
Presupuesto Referencial	224
8.1. Análisis de Rubros	224
8.2. Coste de Red y Estructuras Complementarias	225
Capítulo IX	228
Conclusiones y Recomendaciones	228
9.1. Conclusiones	228
9.2. Recomendaciones	231
REFERENCIAS	234

LISTA DE TABLAS Y/O CUADROS

Tabla 1.	
Población y área por manzanas.....	45
Tabla 2.	
Datos Informativos del Consumidor.....	51
Tabla 3.	
Volúmenes de consumo de agua potable.....	51
Tabla 4.	
Indicadores estadísticos iniciales.....	52
Tabla 5.	
Tabla de frecuencias de consumo de agua potable.....	53
Tabla 6.	
Dotación media futura.....	54
Tabla 7.	
Dotaciones recomendadas.....	55
Tabla 8.	
Coordenadas, cotas y ubicación de GPS y BM.....	58
Tabla 9.	
Resumen de población futura.....	63
Tabla 10.	
Diámetros de pozos de revisión.....	66
Tabla 11.	
Valores típicos de dimensiones del pozo de caída tipo I.....	69

Tabla 12.

Valores típicos de dimensiones del pozo de caída tipo II.	71
--	----

Tabla 13.

Velocidades máximas permisibles para tuberías de diferentes materiales.	74
--	----

Tabla 14.

Profundidad mínima de tuberías.	76
--------------------------------------	----

Tabla 15.

Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.	78
--	----

Tabla 16.

Aporte de infiltración.	79
------------------------------	----

Tabla 17.

Periodo de retorno para diferentes ocupaciones de área.	82
--	----

Tabla 18.

Coeficientes de escorrentía en área urbana.	84
--	----

Tabla 19.

Coeficiente de escorrentía en áreas rurales.	84
---	----

Tabla 20.

Relaciones hidráulicas en tubería.	98
---	----

Tabla 21.

Relación entre lámina de agua y diámetro de la tubería (d/D).	106
--	-----

Tabla 22.

Datos del conducto de llegada al separador P99.	120
--	-----

Tabla 23.

Coefficiente de Basin según la pared del vertedero.	125
--	-----

Tabla 24.

Resumen de longitud de vertedero P99.	126
--	-----

Tabla 25.

Datos iniciales del separador P99.	127
---	-----

Tabla 26.

Aplicación de método escalonado para lámina de agua del separador del (P99).	128
---	-----

Tabla 27.

Datos del conducto de llegada al separador P74.....	135
---	-----

Tabla 28.

Datos iniciales del vertedero (P74).	138
---	-----

Tabla 29.

Aplicación de Método Escalonado para lámina de agua del separador del (P74).	139
---	-----

Tabla 30.

Caudal sanitario para diferentes periodos de diseño.....	146
--	-----

Tabla 31.

Diámetro de tubería de succión.....	151
-------------------------------------	-----

Tabla 32.

Coefficientes de resistencia local.	154
--	-----

Tabla 33.

Características físicas de la bomba.	162
---	-----

Tabla 34.

Variación de consumo en un día en el periodo de diseño (T=15 años).	174
---	-----

Tabla 35.

Datos iniciales del funcionamiento de la estación de bombeo.	175
---	-----

Tabla 36.

Funcionamiento de la bomba: Vaciado.....	179
--	-----

Tabla 37.

Funcionamiento de la bomba: Llenado.....	179
--	-----

Tabla 38.

Parámetros topográficos generales de las quebradas cercanas.	201
---	-----

Tabla 39.

Ubicación de pozos de la red de aproximación a la estructura de descarga.	202
--	-----

Tabla 40.

Datos de canal de aproximación.	204
--------------------------------------	-----

Tabla 41.

Datos de diseño de estructura de descarga.....	206
--	-----

Tabla 42.

Diseño del pozo vertical.....	206
-------------------------------	-----

Tabla 43.

Diseño de la cámara de entrada y cámara de disipación.....	207
--	-----

Tabla 44.

Cálculo de caudal de aire.	208
---------------------------------	-----

Tabla 45.

Coefficientes de descarga para vertederos con crestas de formas diferentes. 212

Tabla 46.

Matriz modificada de Leopold - Identificación y carácter de los impactos ambientales..... 220

Tabla 47.

Salarios mínimos personal. 224

Tabla 48.

Presupuesto referencial red de alcantarillado. 225

Tabla 49.

Presupuesto referencial túnel. 226

Tabla 50.

Presupuesto referencial separadores de caudales..... 226

Tabla 51.

Presupuesto referencial estación de bombeo y línea de impulsión..... 226

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.

Ubicación del proyecto. 40

Figura 2.

Forma de eliminación de aguas residuales..... 43

Figura 3.

Catastro de medidor general de agua potable. 47

Figura 4.

Catastro de medidores de luz eléctrica..... 47

Figura 5.

Catastro de red de tuberías de recolección de aguas servidas..... 48

Figura 6.

Contenedor de recolección de basura. 49

Figura 7.

Catastro de calle Atahualpa. 49

Figura 8.

Catastro Oleoducto de Crudos Pesados. 50

Figura 9.

Levantamiento topográfico. 57

Figura 10.

Tipo de empate de tuberías en pozos de inspección. 65

Figura 11.

Vista en planta y corte de pozo tipo B1. 67

Figura 12.	
Vista en planta y corte de pozo tipo B2.	68
Figura 13.	
Esquema de pozo de caída tipo I.....	69
Figura 14.	
Esquema de pozo de caída tipo II.	70
Figura 15.	
Ubicación Estación "Calderón" P20	81
Figura 16.	
Altimetría tramo P05-P03.	95
Figura 17.	
Sección circular que relaciona las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.	100
Figura 18.	
Velocidad "Velocity".....	109
Figura 19.	
Recubrimiento mínimo de tubería "Cover".	110
Figura 20.	
Pendiente de proyecto "Slope".	110
Figura 21.	
Esfuerzo Tractivo de sólidos "Tractive stress".....	111
Figura 22.	
Capacidad hidráulica de llenado de tubería "Part Full Desing".	111

Figura 23.	
Ingreso de datos de las tuberías.	112
Figura 24.	
Propiedades de los pozos de revisión.....	113
Figura 25.	
Propiedades de las tuberías de la red de alcantarillado.....	115
Figura 26.	
Ingreso de cargas unitarias a los pozos del proyecto.	116
Figura 27.	
Esquema de implantación del separador de caudal en P99.....	120
Figura 28.	
Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P99.	121
Figura 29.	
Parámetros hidráulicos del canal de caudal diluido P99.....	122
Figura 30.	
Comportamiento de la lámina de agua en flujo supercrítico.	126
Figura 31.	
Vista en planta del separador lateral doble P99.	129
Figura 32.	
Comportamiento hidráulico al final del canal vertedero P99.	132
Figura 33.	
Lámina de agua de caída en el separador de caudales (P99).	133

Figura 34.	
Esquema en corte del separador P99.	134
Figura 35.	
Esquematación del planteamiento de separador lateral (P74).	135
Figura 36.	
Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P74.	136
Figura 37.	
Parámetros hidráulicos del canal de caudal diluido P74.....	137
Figura 38.	
Comportamiento hidráulico al final del canal vertedero P74.	140
Figura 39.	
Lámina de agua de caída en el separador de caudales (P74).	141
Figura 40.	
Esquema en corte del separador P74.	141
Figura 41.	
Esquema de implantación del túnel en la calle Semanete.....	143
Figura 42.	
Comportamiento hidráulico del canal interior del túnel.	143
Figura 43.	
Sección transversal del túnel Semanete.	144
Figura 44.	
Sección que muestra un caudal a través de dos secciones de observación.	147

Figura 45.	
Componentes de altura en instalaciones de bombas sumergibles.....	148
Figura 46.	
Gamas de caudal y altura (Q/H) para diferentes tipos de impulsor.	158
Figura 47.	
Curva característica de la bomba.	159
Figura 48.	
Zona de aspiración e impulsión.	160
Figura 49.	
Dimensiones de bomba sumergible.	162
Figura 50.	
Dimensiones recomendables de instalación de bombas sumergibles.	163
Figura 51.	
Diseño de una estación de bombeo para varias bombas sumergibles.....	165
Figura 52.	
Diseño de una estación de bombeo.	166
Figura 53.	
Niveles de parada recomendados en la fase de diseño.	169
Figura 54.	
Niveles de parada recomendados en la fase de diseño.	170
Figura 55.	
Esquema de niveles de operación de la estación de bombeo.....	172

Figura 56.

Velocidad de la tubería de entrada a la estación de bombeo. 173

Figura 57.

Niveles de operación [T=15 años]. 178

Figura 58.

Operación de la boya o reguladora de nivel. 178

Figura 59.

Ciclo de bombeo [T=15 años]. 180

Figura 60.

Ciclo de bombeo [T=1 años]. 181

Figura 61.

Operación del pozo de bombeo [T=15 años]. 182

Figura 62.

Operación del pozo de bombeo [T=1 año]. 183

Figura 63.

Elementos principales de caída en vórtice. 185

Figura 64.

Geometría de la cámara de entrada en régimen subcrítico. 187

Figura 65.

Geometría de cámara de entrada en planta en régimen subcrítico. 189

Figura 66.

Geometría de cámara de entrada en planta en régimen supercrítico. 190

Figura 67.	
Geometría de cámara de entrada en planta.	192
Figura 68.	
Perfil longitudinal y Sección transversal de la ola estacionaria en flujo de aproximación supercrítico.....	193
Figura 69.	
Notación de parámetros de cálculo del tubo.	196
Figura 70.	
Conducto de desaireación en caída tipo vórtice.....	197
Figura 71.	
Vistas de la cámara de disipación.	198
Figura 72.	
Elementos constructivos. a) bloque, b) vertedero, c) canal Venturi.	198
Figura 73.	
Pozo interceptor P96.	200
Figura 74.	
Quebradas cercanas a la zona de proyecto.....	201
Figura 75.	
Red de aproximación a la estructura de descarga.	203
Figura 76.	
Parámetros hidráulicos del canal de aproximación.....	204
Figura 77.	
Corte de perfil de la estructura de descarga.	205

Figura 78.

Vertedero de pared ancha..... 211

Figura 79.

Vista en perfil del vertedero de pared ancha y sus parámetros hidráulicos. 213

LISTA DE PLANOS INGENIERILES

Planos de Red de Alcantarillado:

Plano I y II: Implantación de pozos de revisión y tuberías. Áreas de aportación.

Plano III y IV: Planimetría General de la Red de Alcantarillado.

Plano V: Perfil longitudinal Calle 2 – Calle 1 – Calle Juan Pablo II QC, Paso de Servidumbre 1.

Plano VI: Perfil longitudinal Calle Sodiro, Calle Maldonado, Calle Albornos, y Calle Domingo 1.

Plano VII: Perfil longitudinal Calle Santa Cruz, Calle Araujo, Escalinata 1 y Calle Domingo 2.

Plano VIII: Perfil longitudinal Calle Sodiro – Paso Servidumbre 2- Túnel Semanete, Escalinata 2 y Calle Domingo 3.

Plano IX: Perfil longitudinal Calle Semanete, Sendero Auxiliar y Calle Juan Pablo II QP.

Plano X: Perfil longitudinal Calle Atahualpa.

Planos de Estructuras Hidráulicas:

Plano XI: Separadores de Caudales P99 y P74.

Plano XII: Estructura de Descarga tipo caída en vórtice.

Planos de Estación de bombeo y Tubería de propulsión:

Plano XIII: Implantación Estación de Bombeo de aguas residuales.

Plano XIV: Implantación y perfil longitudinal de la línea de impulsión de aguas residuales y redes complementarias.

GLOSARIO

A.

Alcantarillado combinado: conjunto de obras destinadas a la recolección, conducción y disposición final de las aguas de aportación residual como también de aguas lluvia.

Aliviadero (estructura de separación de caudales): estructura destinada a separar los caudales de aguas lluvia de las aguas residuales y posteriormente conducirlos a un hasta una corriente natural.

Altura de succión: se la conoce como succión positiva, y se define como la diferencia entre la altura de succión estática y las pérdidas por fricción de la succión.

Altura dinámica o carga de velocidad ($v^2/2g$): representa la elevación necesaria para que un líquido en movimiento alcance la velocidad (V) durante una caída libre sin fricción.

Altura geodésica (H_{geod}): la altura geodésica es la diferencia física real de altura entre los niveles de líquido de la fosa y del contendor receptor.

Altura total de bomba (H): es la altura disponible para bombear líquido a través de la tubería de impulsión y se compone de la altura geodésica y las pérdidas de carga.

Área tributaria o de drenaje: es la superficie de aportación que desagua caudal hacia un tramo determinado en un sistema de alcantarillado.

B.

Borde libre: espacio comprendido entre el nivel máximo de agua y la altura total de la estructura.

C.

Cámara o pozo de caída: estructura empleada para controlar la velocidad del flujo en conductos ubicados en pendientes empinadas.

Cámara o pozo de inspección: estructura localizada en tramos de alcantarillado que permiten la inspección y mantenimiento de los conductos de la red.

Caudal de diseño: caudal esperado al final del periodo de diseño con el cual se ejecutan los diseños de las diferentes estructuras del sistema.

Caudal máximo diario: caudal máximo esperado en un día, considerando un periodo de un año.

Caudal máximo horario: caudal máximo esperado en una hora, considerando un periodo de un año.

Caudal medio: caudal promedio observado durante un año.

Coefficiente de escorrentía (o de impermeabilidad): es el porcentaje de lámina de agua que circula sobre la superficie producto de un evento de precipitación que no logra infiltrarse, el mismo que depende de permeabilidad de la zona.

Coefficiente de retorno: es el porcentaje de caudal domestico que regresa a la red en forma de aguas residuales.

Colector principal o matriz: es el tramo de tubería que recoge los caudales de los tamos secundarios, y no tiene conexiones domiciliarias directas.

Conexión errada: es todo aporte de aguas residuales sobre la red de alcantarillado pluvial o viceversa que no haya sido considerado en el estudio.

Curvas IDF: son curvas que resumen las características de los eventos de precipitación máxima de una determinada zona y definen la intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno y diferentes duraciones de precipitación.

D.

Densidad de población: distribución de la población proyectada, en habitantes por hectárea, al periodo de diseño.

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): es la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica bajo condiciones específicas de tiempo y temperatura.

Diámetro interno (D): es el diámetro de la sección interna de conductos circulares.

Diámetro nominal (DN): es el número con el cual se conoce comercialmente el diámetro de una tubería, el cual considera la sección externa de los conductos circulares.

Disipador: es una estructura que se construye con la finalidad de disminuir la energía cinética del flujo.

E.

Escorrentía superficial: es la lámina de agua que fluye sobre la superficie en una cuenca hasta el punto más bajo.

Esfuerzo cortante mínimo: es la fuerza tangencial que actúa sobre la pared de un conducto para que se garanticen condiciones de autolimpieza.

F.

Factor de mayoración: el factor toma en cuenta las variaciones de consumo de agua por parte de la población. El parámetro “F” establece para el caudal medio diario (Qmd) y el Caudal máximo horario (QMH).

Flujo a gravedad: el movimiento del flujo es producido en una conducción abierta o cerrada es generado por fuerza gravitatoria generados por la pendiente del terreno.

Flujo a presión: es producido en una conducción cerrada cuando el flujo ocupa la totalidad de la sección en un movimiento en contra de la gravedad.

Flujo a superficie libre: se produce cuando en una conducción abierta o cerrada la superficie de flujo tiene contacto con la presión atmosférica.

P.

Pérdidas menores: son las pérdidas de energía generadas por válvulas o accesorios en la conducción de un líquido.

Pérdidas por fricción: son las pérdidas de energía generadas por los esfuerzos cortantes del flujo contra paredes en la conducción de un líquido.

Período de retorno: Es la probabilidad de que un evento de precipitación se presente nuevamente con una magnitud de igual o mayor naturaleza.

Pre-tratamiento: son procesos destinados a la reducción o eliminación de la concentración de contaminantes, antes de su descarga al sistema público de alcantarillado.

T.

Tubería de impulsión: es el sistema de tuberías que permite el transporte de un flujo a presión desde una estación de bombeo.

V.

Volumen total o efectivo de bombeo (VH): es el volumen comprendido entre el nivel de parada y el nivel de arranque de una bomba.

RESUMEN

El alto crecimiento demográfico que ha evidenciado el Distrito Metropolitano de Quito en los últimos años del presente siglo, ha conllevado a la ampliación urbana de la mayoría de parroquias que conforman el cabildo; con esto, los nuevos habitantes de la ciudad necesitan contar con los servicios básicos que la municipalidad presta, tales son como: luz eléctrica, agua potable, alcantarillado, entre otros. Este último es uno de los más necesitados por la población y mayormente solicitado por sus soluciones a problemáticas sociales – medioambientales.

Los sistemas de alcantarillado recolectan las aguas consumidas por la ciudadanía en cada uno de sus hogares, así como el agua escurrida por los eventos de precipitación en las calzadas. Este caudal recolectado es transportado por una red de tuberías, pozos y colectores, donde es enviado hacia plantas de saneamiento para ejecutar una serie de procesos de tratamiento químico - físico adecuados y finalmente conducir el caudal tratado hacia los cauces naturales como ríos o quebradas para su disposición final. Los barrios al no contar con este servicio, tienden a dar un manejo inadecuado de sus aguas residuales y las aguas producidas por las precipitaciones, provocan erosión en la rasante e inundaciones a las viviendas. Estas actividades provocan un potencial impacto ambiental al ecosistema y también de perjuicio para la salud.

El presente proyecto en estudio tiene como fin, realizar el diseño de una red de alcantarillado combinado, contando con una estación de bombeo de aguas residuales que conduzca el caudal sanitario hacia una red de alcantarillado existente y una estructura de descarga tipo caída en vórtice para evacuar el caudal excedente hacia una quebrada cercana para el barrio “San Vicente de Calderón” parroquia de Calderón. Este proyecto estará diseñado bajo la normativa de sistemas

de alcantarillado de la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS) y el criterio científico de la Universidad Politécnica Salesiana.

ABSTRACT

The high demographic growth that the Metropolitan District of Quito has evidenced in the last years of this century, has led to the urban expansion of the majority of parishes that make up the municipality; With this, the new inhabitants of the city need to have the basic services that the municipality provides, such as: electricity, drinking water, sewage, among others. The latter is one of the most needed by the population and most requested for its solutions to social - environmental problems.

Sewerage systems collect the water consumed by citizens in each of their homes, as well as the water drained by precipitation events on the roads. This collected flow is transported by a network of pipes, wells and collectors, where it is sent to sanitation plants to carry out a series of adequate chemical-physical treatment processes and finally to lead the treated flow to natural channel such as rivers or streams for its final disposition. The neighborhoods, lacking this service, tend to give inadequate management of their wastewater and the waters produced by rainfall, causing erosion on the ground level and flooding to homes. These activities cause a potential environmental impact to the ecosystem and also harm to health.

The purpose of the present project under study is to carry out the design of a combined sewage network, having a wastewater pumping station that will carry the sanitary flow to an existing sewage network and a vortex-type discharge structure to evacuate the excess flow to a nearby stream for the "San Vicente de Calderón" parish of Calderón. This project will be designed under the regulations of sewerage systems of the Metropolitan Public Company of Potable Water and Sanitation (EPMAPS) and the scientific criteria of the Salesian Polytechnic University.

Capítulo I

Generalidades

1.1. Introducción

La provincia de Pichincha, al encontrarse en un constante crecimiento poblacional, hacen que los servicios básicos existentes no puedan abastecer de una forma adecuada a la población, como lo son los sistemas de saneamiento. Según lo indica la Empresa Pública Metropolitana De Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS, 2020), la cobertura de alcantarillado en el DMQ es de 93.9% hasta el mes de marzo de 2020.

Pese a esto existen zonas y barrios recién regularizados que todavía no cuenta con un adecuado sistema de alcantarillado y sobre todo existen poblaciones que vierten aguas residuales hacia las quebradas sin ningún tratamiento previo, esta es una de las principales problemáticas que aquejan al Distrito Metropolitano de Quito (DMQ).

El comité pro-mejoras barrio “San Vicente de Calderón” forma parte de la parroquia Calderón, su asentamiento se data desde 1996. Por su ubicación en la parte periférica de la parroquia y su reciente regularización, han provocado la ausencia de dicho servicio básico, por esto se evidencia la necesidad de realizar el estudio y diseño manera técnica de la red de alcantarillado que cumpla con la normativa vigente para el DMQ, de modo que sea amigable con el medio ambiente y sobre todo sustentable para que la comunidad tenga la capacidad económica de pagar dicho servicio

El presente proyecto técnico tiene como finalidad el diseño de la red de alcantarillado pluvial y sanitario (alcantarillado combinado), en el que se pretende contribuir al saneamiento del

Barrio “San Vicente de Calderón” parroquia Calderón, con el aval de la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Saneamiento (EPMAPS) y la Universidad Politécnica Salesiana (UPS-UIO).

1.2. Antecedentes

“San Vicente de Calderón”, como comité pro-mejoras tiene más 20 años, antiguamente su área pertenecía a la Hacienda Bellavista. Actualmente cuenta con 199 lotes registrados según la ordenanza municipal No. 277 (2018). Con esta ordenanza aprobada diciembre de 2018, el DMQ dio el nombramiento de barrio en proceso de legalización y reconocido como barrio residencial del distrito.

Esta zona es netamente residencial, pues al estar en una zona casi carente de precipitación regular no es posible otro tipo de actividades. Pero esto no ha sido impedimento para la acogida de nuevos vecinos y ante este crecimiento, se ve la necesidad de dotar del servicio de recolección de aguas residuales al barrio; para así, mejorar la calidad de vida y erradicar los problemas que provoca la ausencia de este servicio.

1.3. Alcance

El presente proyecto contempla la recolección de la información básica para proseguir a la elaboración de los diseños de redes de alcantarillado, estructuras de pre-tratamiento y descarga. En lo que se trata de red de alcantarillado, se contempla el diseño de una red de alcantarillado combinado; estructura de pre-tratamiento de las aguas recolectadas, además de una estación de bombeo para aguas residuales conectadas a una red existente y finalmente una estructura de

descarga adecuada a la topografía y características del sitio para evacuar el caudal combinado excedente.

1.4. Justificación

Según la Organización Mundial de la Salud (OMS, 2020), en el informe del Programa Conjunto de Monitoreo, Progress on drinking water, sanitation and hygiene: Special focus on inequalities (2000-2017), (Progresos en materia de agua potable, saneamiento e higiene: Atención especial a las desigualdades, 2000-2017), se estima que 7 de cada 10 personas que viven en zonas rurales carecen de saneamiento básico.

Se pretende cumplir con la política No. 4.3. Del Objetivo 6 incluido en el Plan Nacional del Buen Vivir en donde se indica que se debe fomentar el saneamiento adecuado y de calidad en las zonas rurales con la realización del presente proyecto técnico (SENPLADES, 2017).

1.5. Objetivos

Objetivo General

Diseñar un sistema de recolección, pre-tratamiento, desalojo del caudal sanitario y pluvial para el comité pro-mejoras barrio “San Vicente de Calderón” para mejoramiento de las condiciones sanitarias de la población.

Objetivos Específicos

- Diseño de redes de tubería y pozos de revisión para la recolección del caudal sanitario y pluvial mediante la modelación numérica en el software Bentley SewerGEMS® y hojas de cálculo convencionales, tomando en cuenta aspectos técnicos y económicos.
- Diseño de una estación de bombeo para el desalojo del caudal sanitario.

- Realizar el cálculo hidráulico de la estructura de descarga para el caudal combinado excedente a fin de superar la topografía accidentada.
- Realizar planos detalle de las estructuras principales y secundarias de la red de alcantarillado y estructura de descarga.
- Plasmar un estudio de impacto ambiental en la zona de estudio.
- Determinar el presupuesto referencial del proyecto técnico.

Capítulo II

Marco Urbano del Proyecto

El barrio “San Vicente de Calderón” está ubicado en la parroquia nororiental de Calderón, su ingreso principal es por la Avenida Capitán Geovanny Calles que tiene conexión con la arteria vial de la Panamericana Norte.

2.1. Ubicación Geográfica

El barrio está ubicado al nororiente de la parroquia de Calderón, en la zona TMQ con coordenadas Norte 9'994700 m - 9'994100 m y Este 509600 m – 510200. Como se puede ver en la figura 1, se indica el área que involucra el proyecto.

Sus límites son:

NORTE: Barrio Bellavista Alto.

SUR: Barrio Planadas de San Francisco.

ESTE: Quebrada S/N conexión al Rio Guayllabamba.

OESTE: Conjunto Residencial “Sol del Norte”.

Figura 1.*Ubicación del proyecto.*

Nota; La figura representa la ubicación geográfica del barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores a través de *Google Earth Pro®*.

2.2. Topografía y Relieve

El área del proyecto está asentada al norte de meseta volcánica de Guanguiltagua, con pendiente promedio en la zona de estudio de 34% y pendientes máximas de 55% en dirección este-oeste y ubicada a una altura tope de 2778 m.s.n.m. Las pendientes fueron obtenidas del levantamiento topográfico de ejes viales del barrio.

2.3. Geología

El mayor porcentaje de la zona se desarrolla sobre depósitos volcano sedimentarios cuaternarios (cangahuas). Las cangahuas son depósitos sedimentarios de origen volcánico, transportados por los vientos; son en su mayoría suelos limos arenosos de grano fino a medio de color café amarillento con superficies endurecidas a causa de reacciones químicas entre los elementos constitutivos y aguas meteóricas (Gavilanes, 2012).

La formación de Cangahua está constituida por dos estratos de lapilli (gravas de pómez blancas). La capa inferior tiene un espesor entre 2.00-4.00 m y la superior de 1.00 a 2.00 m.

El perfil estratigráfico del subsuelo para varios barrios, sector noroccidente de San Juan de Calderón, parroquia Calderón, demuestra predominio de florecimientos de limos, color café, arenosos y areniscas limosas (Gavilanes, 2012).

2.4. Uso de Suelo

El barrio San Vicente de Calderón según el Informe de Regulación Metropolitana (IRM, 2020) tiene una clasificación del suelo de tipo rural, con uso de suelo de recursos naturales, es decir, para actividades agropecuarias, forestales, piscícolas y actividades mineras. Además, tiene un coeficiente de ocupación de suelo (COS) del 10%, y con un número de 2 pisos por vivienda.

2.5. Clima

El clima del sitio se engloba con el de la parroquia de Calderón; su temperatura promedio es de 15.2 °C siendo el mes de abril más cálido, por otro parte, el mes de noviembre es el más frío con una temperatura promedio de 14.7 °C (CLIMATE-DATA.ORG, 2019).

Según el portal web CLIMATE-DATA.ORG, los datos de precipitación en la parroquia son:

Temporada de lluviosa: de febrero a mayo,

Temporada de estiaje: de junio a septiembre.

Las precipitaciones con mayor intensidad se registraron en el mes de marzo y abril, con un promedio de 118 mm, por otro lado, el mes con menos presencia de precipitación es julio con un promedio de 10 mm.

La humedad relativa presente en la parroquia, dada por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2020) promedio en los años 2005 -2010 es de 74%.

2.6. Descripción del Aspecto Socio-Económico

Con el propósito de obtener información necesaria, datos reales y actualizados acorde a la realidad de la población del barrio “San Vicente de Calderón”, se aplicó una encuesta socio-económica a la población del área de estudio, debido a que no se pudo aplicar ninguna de las ecuaciones para determinar el tamaño de la muestra, ya que la población no es considerable. La tabulación de las encuestas realizadas se encuentra en el Anexo A.

2.6.1. *Análisis de Resultados*

De la encuesta, se lograron obtener los siguientes resultados:

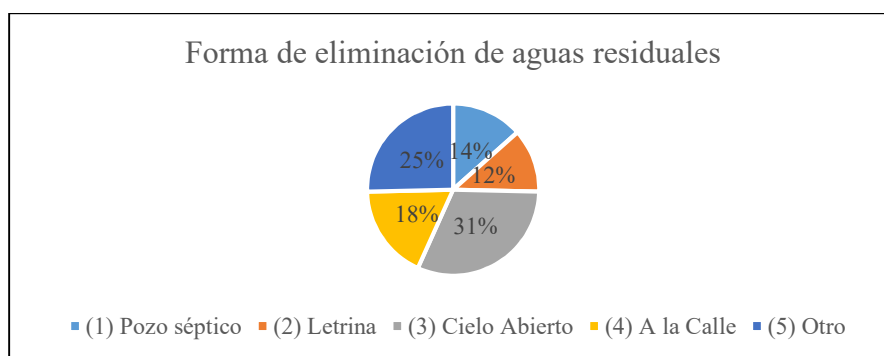
- De los 199 lotes registrados en el barrio “San Vicente de Calderón”, sólo 67 están habitados. Esto es solo el 33.7 % del número de lotes registrados.
- De lotes encuestados, en el 92.5% de ellos habita 1 familia, mientras que, en el 6% conviven 2 familias y en solo un lote, habitan 4 familias. El número de personas por familia es de 2 o 4 miembros, teniendo un total de 230 personas que viven actualmente en el área de estudio.
- Todos los lotes tienen un uso residencial, el 56.7% son viviendas tipo casa y el 41.8% son tipo mediagua. De acuerdo con el tipo de estructura, el 61.2% son de hormigón y el 38.8% tiene una estructura mixta.
- El barrio cuenta con agua potable, que es abastecida a través de una red secundaria de la EPMAPS, y cuenta con un medidor general por el que cada dueño de lote, paga una

mensualidad por consumo. Adicionalmente, el 100% del mismo no cuenta con alcantarillado, generando la necesidad de estructuras de recolección, transporte y descarga de aguas residuales por lo cual se realiza este proyecto.

- El 98.5% de habitantes cuenta con el servicio de luz eléctrica y recolección de basura, el 94% con servicio de teléfono local y, por último, el 89.6% cuentan con servicio de internet y/o TV cable. Además, el estado de la capa de rodadura es tipo tierra en la totalidad del barrio.
- La forma más utilizada para la eliminación de aguas residuales es a “cielo abierto”; la descarga a “cielo abierto” se trata de una evacuación de aguas residuales domiciliarias a la rasante de las calles por medio de un tubo; mientras que, la utilización de “pozo séptico” y “letrina” son las menos utilizadas. El vaciado de los pozos sépticos, de acuerdo a los moradores que utilizan, lo realizan por lo menos 1 vez al año con un costo entre USD 80 y 100 aproximadamente. Por otra parte, los moradores que utilizan letrina, la reemplazan 1 vez al año con un costo entre UDS. 40 y 60. A continuación, se presenta el porcentaje de formas de eliminación de aguas residuales que se encuentran presentes en la zona de estudio.

Figura 2.

Forma de eliminación de aguas residuales.



Nota: La figura representa la forma de eliminación de aguas residuales de los residentes de la zona de proyecto.

Fuente: Elaborado por autores.

- El gasto por presencia de aguas servidas y aparición de enfermedades a causa de las mismas, es poco frecuente entre los moradores.
- Las problemáticas que afectan a los habitantes debido a la inadecuada evacuación de aguas residuales y pluviales, (mal olor por aguas residuales, inundaciones en viviendas y calles, botar las aguas servidas en las calles, presencia de moscas y mosquitos, acumulación de basura en quebradas y derrumbe de terrenos.) son de “poca afectación”. Además, que la aparición de enfermedades a causa de las mismas, es poco frecuente.
- Todas las residencias que se encuentran dentro del barrio “San Vicente de Calderón”, se conectarían indiscutiblemente a la red de alcantarillado público, en caso de que el proyecto sea ejecutado.
- Se evidencia que sí se han presentado problemas en el barrio debido a la ausencia de alcantarillado pluvial. Tales problemas son: inundaciones, dificultad de trasladarse y daños a la calle.
- Se concluye que 9 de los 67 lotes encuestados, tienen un ingreso económico familiar mayor al salario básico unificado (UDS. 400).
- Todos los moradores están dispuestos a cancelar cada mes, en sus respectivas planillas de agua, un valor entre 6 y 10 dólares.

2.7. Población Rural Actual y Futura

La población total a servir en el barrio San Vicente de Calderón, de acuerdo a la encuesta realizada en el sitio es de 230 habitantes, en tanto que, para la determinación de la tasa de crecimiento al no contar con datos censales, según el Instituto Metropolitano de Planificación Urbana, la tasa de crecimiento de la parroquia de Calderón es de 5.5 % (El Comercio, 2018).

2.7.1. Densidad Poblacional Actual

A través de la encuesta socio – económica ejecutada, se determinó el número de habitantes que viven en cada manzana que constan en el plano de asentamiento humano del barrio “San Vicente de Calderón”. Como resultados se obtuvo:

Tabla 1.

Población y área por manzanas.

Nómina de Manzanas	Número de Habitantes	Área de Manzana (ha)
Manzana “A”	7	0.54
Manzana "B"	19	0.59
Manzana "C"	41	0.77
Manzana "D"	34	0.46
Manzana "E"	14	0.63
Manzana "F"	15	0.44
Manzana "G"	21	0.47
Manzana "H"	27	0.47
Manzana "I"	5	0.09
Manzana "J"	23	0.75
Manzana "K"	17	2.46
Manzana "L"	7	0.99
Total	230	8.66

Fuente: Elaborado por autores.

Según la Tabla 1, la manzana más poblada es la “C” con 41 habitantes, pero si consideramos su área, esta no reflejaría una densidad real. Por tanto, la densidad poblacional actual que se obtendrá a partir de la manzana “D”. De todos modos, compararemos las densidades de ambas manzanas mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Densidad actual} = \frac{\text{Número de habitantes}}{\text{Área urbana}} \quad \text{Ec. 2.71.1}$$

$$\text{Densidad actual Manzana "C"} = \frac{41 \text{ Hab.}}{0.77 \text{ Ha.}} = 53 \text{ Hab/Ha.}$$

$$\text{Densidad actual Manzana "D"} = \frac{34 \text{ Hab.}}{0.46 \text{ Ha.}} = 74 \text{ Hab/Ha.}$$

Como se indica en los cálculos, la densidad más alta se encuentra en la manzana “D”, a pesar de tener menos población en relación a la manzana “C”. Esto se debe a que existe mayor población en un área más pequeña de terreno.

$$\text{Densidad Actual} = 74 \text{ hab/ha.}$$

La densidad poblacional determinada es la que se espera que tengan todas las manzanas del barrio San Vicente de Calderón. Por tanto, al multiplicar esta densidad para toda el área útil del barrio (sin contar con las áreas verdes y macro-lotes), se tendrá una población futura consolidada, la misma será comparada con los métodos matemáticos estimados de población futura.

2.8. Servicios de Infraestructura Básica Existente

El barrio “San Vicente de Calderón”, cuenta con los siguientes servicios básicos:

2.8.1. *Agua Potable*

El barrio cuenta con un medidor de agua general otorgado por EPMAPS y el agua potable es distribuida por medio de mangueras de polietileno, al igual que sus acometidas domiciliarias. En la figura se muestra la acometida principal y medidor de agua:

Figura 3.

Catastro de medidor general de agua potable.



Nota: En la fotografía se muestra el medidor de agua potable general del barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.8.2. Luz Eléctrica

El servicio de energía eléctrica brindado por la Empresa Eléctrica Quito (EEQ). Además, no existe alumbrado público en las calles del barrio. La EEQ otorgó 5 medidores para la distribución de luz eléctrica a todo el barrio como se muestra en la figura 4.

Figura 4.

Catastro de medidores de luz eléctrica.



Nota: En la fotografía se muestra los medidores de energía eléctrica del barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.8.3. *Recolección de Aguas Servidas*

La red de tuberías de Ø 110 mm que se muestra en la figura, recoge el agua servida de lotes residenciales (60% de los domicilios actuales), la misma que fue construida por los moradores del barrio. Toda el agua servida recolectada por la red, termina en una quebrada “seca” cercana.

Figura 5.

Catastro de red de tuberías de recolección de aguas servidas.



Nota: En la fotografía se muestra red preliminar de recolección de aguas residuales del barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.8.4. *Recolección de Basura*

La recolección de basura es ejecutada los días sábados por la Empresa Metropolitana de Aseo de Quito (EMASEO), además, el propio barrio ha construido un contenedor provisional de madera como se muestra en la figura, ayudando de esta manera a recolección de los residuos sólidos.

Figura 6.

Contenedor de recolección de basura.



Nota: En la fotografía se muestra contenedor de residuos sólidos para el barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.8.5. Sistema Vial en Tierra

Todas las calles del barrio cuentan con material subrasante (tierra) ver figura 7. Algunas de las calles ya se encuentran con bordillos viales construidos por los propios moradores.

Figura 7.

Catastro de calle Atahualpa.



Nota: En la fotografía se muestra estado de material rasante de las calles del barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.8.6. Oleoducto de Crudos Pesados (OCP)

Paralela a la calle Atahualpa se encuentra una franja de protección del OCP que atraviesa longitudinalmente el barrio como se muestra en la figura.

Figura 8.

Catastro Oleoducto de Crudos Pesados.



Nota: En la fotografía se muestra la franja de protección de OCP que atraviesa al barrio “San Vicente de Calderón”.

Fuente: Elaborado por autores.

2.9. Consumo y Dotación de Agua Potable Actual y Futura.

2.9.1. Consumo de Agua Potable

El consumo corresponde a la cantidad o volumen de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades en un periodo determinado (Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable [EMAAP], 2009).

Para el inicio del cálculo de dotación que recibe el barrio “San Vicente de Calderón”, se recopiló un historial de planillas de consumo mensuales del año 2019 (ver tabla 3). Las planillas cuentan con el número de registro único de consumidores (RUC), el número de cuenta y número de clave catastral (ver tabla 2).

Tabla 2.*Datos Informativos del Consumidor.*

DATOS INFORMATIVOS DEL CONSUMIDOR	
RAZÓN SOCIAL:	Gobierno Autónomo (Comité Pro-Mejoras Barrio San Vicente de Calderón)
RUC:	1768152360001
CUENTA No:	705062870
CLAVE CATASTRAL	L022-704-038-012-04470-00-01

Fuente: Elaborado por autores.**Tabla 3.***Volúmenes de consumo de agua potable.*

Año	Mes	Consumo (m³)
2018	Diciembre	1044
2019	Enero	1034
2019	Febrero	990
2019	Marzo	993
2019	Abril	991
2019	Mayo	2014
2019	Junio	226
2019	Julio	489
2019	Agosto	951
2019	Septiembre	138
2019	Octubre	484
2019	Noviembre	150

Fuente: Elaborado por autores.

Todas estas planillas de consumo se las puede observar en el Anexo B.

Mediante estadística básica, se definen los siguientes indicadores:

- **Tamaño de muestra (n):** Es el número de datos en la serie histórica,

- **Alcance (A):** el alcance menor y mayor son los valores mínimo y máximo de la serie histórica,
- **Rango (R):** Es la resta entre los alcance menor y mayor,
- **Número de Intervalos (K):** Se lo obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$K = 1 + (3.3 * \log n) \quad \text{Ec.2.9.1.1}$$

- **Ancho de clase (w):** Es la división entre el rango (R) y el número de intervalos (K)

Tabla 4.

Indicadores estadísticos iniciales.

Indicadores estadísticos iniciales		
Tamaño de muestra (n)		12
Alcance (A)	Menor (m ³)	138
	Mayor (m ³)	2014
Rango (R)		1876
Número de intervalos de clase (K)		5
Ancho de Clase (w)		375

Fuente: Elaborado por autores.

Siguiendo con el análisis estadístico, se realiza una tabla de frecuencias de los volúmenes de agua consumidos por el barrio.

Tabla 5.*Tabla de frecuencias de consumo de agua potable.*

Intervalo de clase (Ii)	Marca de clase (xi)	Frecuencia Absoluta (fi)	Frecuencia Acumulada (Fi)	Frecuencia Relativa (hi)	Frecuencia Absoluta (Hi)
138	326	5	5	0.42	0.42
513					
513	701	0	5	0.00	0.42
888					
888	1076	6	11	0.50	0.92
1263					
1263	1451	0	11	0.00	0.92
1638					
1638	1826	1	12	0.08	1.00
2013					
				1.00	

Fuente: Elaborado por autores.

Según lo que se indica en los valores de la Tabla 5, la marca de clase de 1076 m³/mes tiene 6 pts. Por lo que el consumo frecuente para el barrio “San Vicente de Calderón” es de 1076 m³/mes

2.9.2. Dotación de Agua Potable

Se entiende por dotación a la cantidad de agua consumida diariamente, en promedio, por cada habitante. En el que se incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público; y además las pérdidas físicas en el sistema y sus unidades están dadas en l/hab/día. (Instituto Ecuatoriano de Normalización [INEN], 1992).

La dotación media mensual calculada para el barrio “San Vicente de Calderón”, se lo determinó con la relación entre el consumo y la población actual.

$$\text{Dotación media mensual} = \frac{\text{Consumo mensual}}{\text{Población actual}} \quad \text{Ec. 2.9.2.1.}$$

$$\text{Dotación media mensual} = 4678.26 \frac{\text{L}}{\text{Hab. mes}}$$

En tanto que la dotación media diaria se lo determina dividiendo la dotación media mensual para los días comunes que tiene un mes (30 días).

$$\text{Dotación media diaria} = 155.94 \frac{\text{L}}{\text{Hab. día}}$$

Según el INEN (1992), para el estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, las dotaciones mínimas son las que se indican en la tabla 6.

Tabla 6.

Dotación media futura.

Población (habitantes)	Clima	Dotación media futura (l/hab/día)
Hasta 5000	Frio	120 - 150
	Templado	130 - 160
	Cálido	170 - 200
5000 a 50000	Frio	180 - 200
	Templado	190 - 220
	Cálido	200 - 230
Más de 50000	Frio	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Fuente: Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización INEN, (1992, p.41).

Recuperado de https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen_5%20Parte_9-1.pdf

Como la población del barrio “San Vicente de Calderón” no superará la cantidad de 5000 habitantes, y tener un clima templado, su dotación media diaria esta entre 130 y 160 L/hab-día.

Tabla 7.*Dotaciones recomendadas.*

Dotación Recomendada		
Dotación INEN	130-160	L/hab-día
Dotación EPMAPS	210	L/hab-día

Fuente: Elaborado por autores.

El barrio San Vicente de Calderón al encontrarse dentro de la parroquia de Calderón, que tiene una tasa de crecimiento alta, se toma la dotación de la EPMAPS, 210 L/hab-día (ver tabla 7).

Capítulo III

Trabajos de Campo

3.1. Levantamiento Topográfico

El estudio topográfico es el primer trabajo de campo que se debe realizar, de modo que este provea toda la información necesaria para la ejecución del sistema de alcantarillado, que consiste en la toma de una serie de puntos en el terreno, el mismo que permite conseguir características para su posterior representación gráfica.

Los trabajos de topografía ejecutan a partir de puntos Bench Mark (BM), proporcionados por el Instituto Geográfico Militar (IGM), para referenciar los puntos GPS (Sistema de Posicionamiento Global) y de esta manera georreferenciar la zona de proyecto.

3.1.1. Equipo Utilizado

En el levantamiento topográfico se utilizaron herramientas y equipos para el levantamiento de la información. Los cuales se detallan a continuación y se muestran en la figura 9:

- Receptor Hiper V Topcon y trípode,
- Bastón metálico para receptor Hiper V,
- Estación total Trimble M3 y trípode,
- Bastón metálico y prisma,
- Estacas,
- Clavos, y
- Pintura en aerosol (rojo)

Figura 9.*Levantamiento topográfico.*

Nota: Las fotografías se observa el levantamiento de los puntos BM y GPS para la zona de proyecto.

Fuente: Elaborado por autores.

3.1.2. Procedimiento de Trabajo

El levantamiento topográfico se lo realizó en su totalidad con el equipo Hiper V Topson y el bastón receptor Hiper V utilizando el método Real Time Kinematic (RKT) - GPS o navegación cinética satelital en tiempo real. Consiste en la obtención de coordenadas en tiempo real con precisión centimétrica. El receptor fijo o referencia estará en modo estático en un punto de coordenadas conocidas (Punto BM-26) mientras el receptor móvil, realiza el movimiento mediante el cual se determinarán las coordenadas en tiempo real (González, s.f).

El levantamiento partió del punto de control IGM, PE 19602-Y, el cual se encuentra a una distancia de 2 Km. de la zona del proyecto a partir del cual se tomó el punto BM-26, el cual se tomó como punto base para la georreferenciación de los puntos GPS colocados para el presente proyecto de estudio. En la tabla 8 se presenta las coordenadas geométricas de los principales puntos topográficos.

Tabla 8.*Coordenadas, cotas y ubicación de GPS y BM.*

Punto	Norte	Este	Cota	Ubicación
BM - 26	9994266.792	509412.416	2794.713	Call S/N
GPS - 1	9994295.674	509850.538	2780.577	Av. Atahualpa y Juan Domingo
GPS - 2	9994465.364	509786.027	2781.649	Av. Atahualpa y F. Maldonado
BM - 27	9994549.439	509733.512	2771.549	Call S/N
GPS - 3	9994286.837	510041.13	2762.36	Juan Domingo y D. Semanete
GPS - 4	9994373.928	510031.723	2750.511	D. Semanete y Escalinata 2.

Fuente: Elaborado por autores.

3.2. Estudios de Suelos

Un estudio de suelo tiene como objetivo determinar la naturaleza y características físico-mecánicas del mismo. Este estudio es de importancia para saber el tipo de cimentación y profundidad de desplante que tendrá la obra civil, dependiendo de la capacidad de carga admisible.

Para este proyecto, se tiene como fuente un estudio de suelos realizado en un predio dentro de la zona de proyecto.

3.2.1. Descripción del Proyecto

En el estudio proyecto “Sr, Fernando Lupercio”, se realizó 3 perforaciones por medio del ensayo SPT (Ensayo de Penetración Estándar, por sus siglas en ingles), hasta la profundidad de 6.00 metros, medidas desde el nivel natural del suelo bajo la normativa NE-SE-GC (Tuquerrez, 2018),

Con las muestras recuperadas en el campo, se determinaron las propiedades y características del suelo como lo son: contenido de humedad, granulometría y límites de Atterberg. A través de estos parámetros se determinó la estratigrafía del terreno utilizando la clasificación SUCS (Tuquerrez, 2018).

Con los resultados de esta clasificación se obtuvieron los asentamientos máximos y de capacidad admisible del suelo, basados en los criterios de cálculo de Terzaghi. El resumen de los ensayos de campo y laboratorio se presentan en el Anexo C (Tuquerrez, 2018).

3.2.2. *Análisis de Resultados*

3.2.2.1. Descripción de la Naturaleza y Perfil del Suelo.

Las características predominantes de los tipos de suelos existentes en el terreno se detallan a continuación:

- Limo arenoso de naturaleza inorgánica y plasticidad baja a nula (ML).
- No se evidenció presencia de nivel freático hasta la profundidad estudiada.

3.2.2.2. Descripción de la Estratigrafía del Sitio.

Los resultados obtenidos en las perforaciones, de los ensayos de penetración estándar, clasificación visual manual y ensayos de laboratorio realizados, se indican en el Anexo C.

3.2.2.3. Descripción de la Capacidad Admisible (q_a) y Parámetros Mecánicos.

Para determinar la capacidad admisible de suelo se utilizó las fórmulas de Meyerhof, y valores típicos de Skempton, Clayton, y Robertson & Wride. Los parámetros mecánicos del suelo, tienen los siguientes valores según Tuquerrez (2018):

- Capacidad admisible del suelo = 14 t/m^2
- Coeficiente de Balasto (k_s) = 2920 t/m^3
- Angulo de fricción (f) = 25°
- Cohesión (c) = 0.02 Kg/cm^2
- Peso específico del suelo (g) = 1.70 t/m^3 . (p. 9)

Capítulo IV

Diseño Hidráulico de la Red de Alcantarillado Combinado

4.1. Periodo de Diseño

El periodo de diseño es el lapso de tiempo durante el cual una obra puede funcionar sin la necesidad de ampliaciones (INEN, 1992). Éste determina según la demanda del servicio, la posibilidad de ampliaciones del proyecto y las tasas de crecimiento poblacional, del comercio y de la industria. (EMAAP, 2009).

Según la EMAAP, (2009) los sistemas de recolección de aguas residuales y pluviales deben diseñarse para una vida útil no inferior a 30 años. Por tanto, para el proyecto en mención se tomará el periodo de diseño de 30 años.

4.2. Estimación de Población Futura

Se define como población futura a la cantidad de habitantes que se pretende tengan servicio al final del período de diseño. Para el cálculo de la población futura se determinará la proyección de crecimiento utilizando al menos tres métodos conocidos. Además, se determina tomando en consideración, aspectos económicos, geopolíticos y sociales que influyan en los movimientos demográficos (INEN, 1992).

Para el cálculo de la población futura se han utilizado, los siguientes métodos de creciente: método geométrico, logarítmico, aritmético, y el método de análisis de densidad poblacional, elegidos según el tipo de población y dependiendo de las características socio - económicas de la misma. Donde se tiene como datos:

- Población actual (P_a) = 230 habitantes
- Tasa de crecimiento (r) = 5.5%
- Periodo de diseño (n) = 30 años

4.2.1. Método de Estimación de la Población Aritmético

Este método se basa en la hipótesis de que el crecimiento poblacional es constante, aplicable a poblaciones pequeña menores a 1000 habitantes. En donde su ecuación se determina de una gráfica en la que el crecimiento poblacional se comporta de manera lineal:

$$P_f = P_a * [1 + (r * n)] \quad \text{Ec. 4.2.1.1}$$

$$P_f = 230 \text{ hab} * [1 + (0.055 * 30)]$$

$$P_f = 610 \text{ Habitantes.}$$

4.2.2. Método Geométrico: Crecimiento Geométrico

En este método se supone un crecimiento constante, aplicable a comunidades en plena dinámica de crecimiento, con grandes posibilidades de desarrollo y horizontes libres. Es un método de proyección exponencial, aplicable a poblaciones medianas y grandes.

$$P_f = P_a * (1 + r)^n \quad \text{Ec. 4.2.2.1}$$

$$P_f = 230 \text{ hab} * (1 + 0.055)^{30}$$

$$P_f = 1146 \text{ Habitantes.}$$

4.2.3. Método Geométrico: Logarítmico

Este método nace del método geométrico y se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al tiempo.

$$Pf = Pa * e^{r*n} \quad \text{Ec. 4.2.3.1}$$

$$Pf = 230 \text{ hab} * e^{0.055*30}$$

$$Pf = 1198 \text{ Habitantes.}$$

4.2.4. *Análisis de Densidad Poblacional*

El análisis de densidad poblacional es un método empírico de estimación futura en zonas donde no existen actualmente residencias domiciliarias. Este método determina la población futura en base a la densidad poblacional actual (hab./ha.) y el área útil total de la zona (ha.).

$$Pf = \text{Densidad Poblacional} * \text{Área Útil Urbana} \quad \text{Ec. 4.2.4.1}$$

$$Pf = 74 \frac{\text{hab}}{\text{ha}} * 8.66 \text{ ha}$$

$$Pf = 641 \text{ Habitantes}$$

4.3. Población Futura en la Zona de Proyecto

4.3.1. *Población Futura*

Para determinar la población futura se presenta una tabla resumen de los métodos de población futura analizados anteriormente, y se lo compara con un método empírico en base al número de familias promedio que habitan en un lote de la zona de proyecto (2 familias) y el número de lotes existentes, considerando que el barrio tiene un número de 3 personas por familia.

$$Pf = \text{N}^\circ. \text{ de personas por familia} * \text{N}^\circ. \text{ de familias por lote} * \text{N}^\circ. \text{ de lotes} \quad \text{Ec. 4.3.1.1}$$

$$Pf = 3 \frac{\text{hab}}{\text{familia}} * 2 \frac{\text{familias}}{\text{lote}} * 196 \text{ lotes}$$

$$Pf = 1182 \text{ Habitantes}$$

La población estimada obtenida es comparada con los resultados de los métodos aplicados para la estimación de la población futura, en la tabla se indica un resumen:

Tabla 9.

Resumen de población futura.

Descripción	Población Futura
1. Método Aritmético	610 Hab.
2. Método geométrico: Crecimiento Geométrico	1146 Hab.
3. Método geométrico: Logarítmico	1198 Hab.
4. Análisis de densidad poblacional	641 Hab.

Fuente: Elaborado por autores.

En base a la población estimada, se adopta como población de diseño al obtenido por el método geométrico (1146 habitantes), debido que el barrio se encuentra en pleno crecimiento demográfico por lo que se espera un crecimiento exponencial de la misma una vez que el servicio de alcantarillado entre en funcionamiento.

4.3.2. Densidad Poblacional Futura

Con la población de diseño ya definida, se determina la densidad poblacional futura del barrio.

$$\text{Densidad Futura} = \frac{\text{Población futura}}{\text{Área útil urbana}} \quad \text{Ec. 4.3.2.1}$$

$$\text{Densidad Futura} = \frac{1146 \text{ hab.}}{8.66 \text{ Ha.}}$$

$$\text{Densidad Futura} = 132 \text{ Hab/ha}$$

La densidad poblacional para el proyecto de alcantarillado será de 132 habitantes/hectárea.

4.4. Trazado de la Red de Alcantarillado Combinado

Las redes de tuberías serán proyectadas con el objeto de recolectar y evacuar el caudal sanitario y pluvial de la población de diseño, de modo que se garantice el buen funcionamiento durante la vida útil del proyecto, y conducirlos a su destino final (EMAAP, 2009).

El trazado de la red, que en su mayoría se compone de pozos y tuberías, deberán seguir en lo posible los trazados de las vías públicas identificadas por el Distrito Metropolitano de Quito. Las líneas de eje de las tuberías deberán seguir en lo posible la tendencia de escurrimiento natural de las aguas superficiales, además de acoplarse a las cuencas de drenaje (EMAAP, 2009).

La red de alcantarillado tendrá una configuración en árbol, cuenta con una tubería o “tronco” principal al cual se unen sus ramificaciones (Bolaños, 2017). Debido a que se tiene una tubería principal que es el punto de encuentro de las aguas domésticas y pluviales recolectadas por las redes secundarias o ramificadas.

En la zona de proyecto, existe una configuración de terreno demasiada accidentada, la norma EMAAP (2009) afirma lo siguiente:

En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y permitan a su vez la eventual desobstrucción. (p. 44)

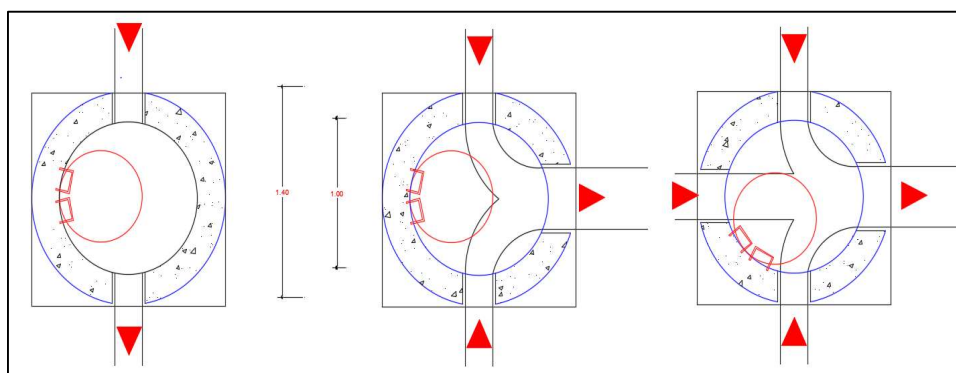
Entonces, se utilizará pozos de salto para cumplir con los parámetros hidráulicos dictaminados por la norma.

4.5. Pozos de Registro y Ubicación

Los pozos de registro son estructuras cilíndricas fabricadas en concreto simple y en casos particulares realizados en concreto armado. Son accesos directos a las tuberías de alcantarillado para su mantenimiento además que deben permitir la adecuada ventilación que requiere el sistema, además de proporcionar el empate entre las tuberías (EMAAP, 2009).

Figura 10.

Tipo de empate de tuberías en pozos de inspección.



Nota. La figura indica los tipos de empate de tuberías según la dirección de flujo.

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 67).

EMAAP (2009), describió los sitios de ubicación e implantación de un pozo de revisión tiene una serie de requerimientos; un pozo se construirá en:

- Toda intersección de dos o más tuberías,
- El comienzo de un tramo de tubería o red,
- En el cambio de pendiente superficial, diámetro de tubería y dirección de flujo, y
- En tramos rectos cuyas distancias sean mayores a 80 metros. (p. 47)

4.5.1. *Diámetro de Pozos de Revisión*

El diámetro interior de un pozo de revisión está siempre en función del diámetro de tubería que se empatará o iniciará en este, en la normativa (ver tabla 10) se encuentran especificados estos diámetros:

Tabla 10.

Diámetros de pozos de revisión.

Diámetro tubería (mm)	Diámetro pozo (m)
$\Phi \leq 500$	1.00
$600 \leq \Phi < 800$	1.20
$\Phi \geq 800$	Diseño especial

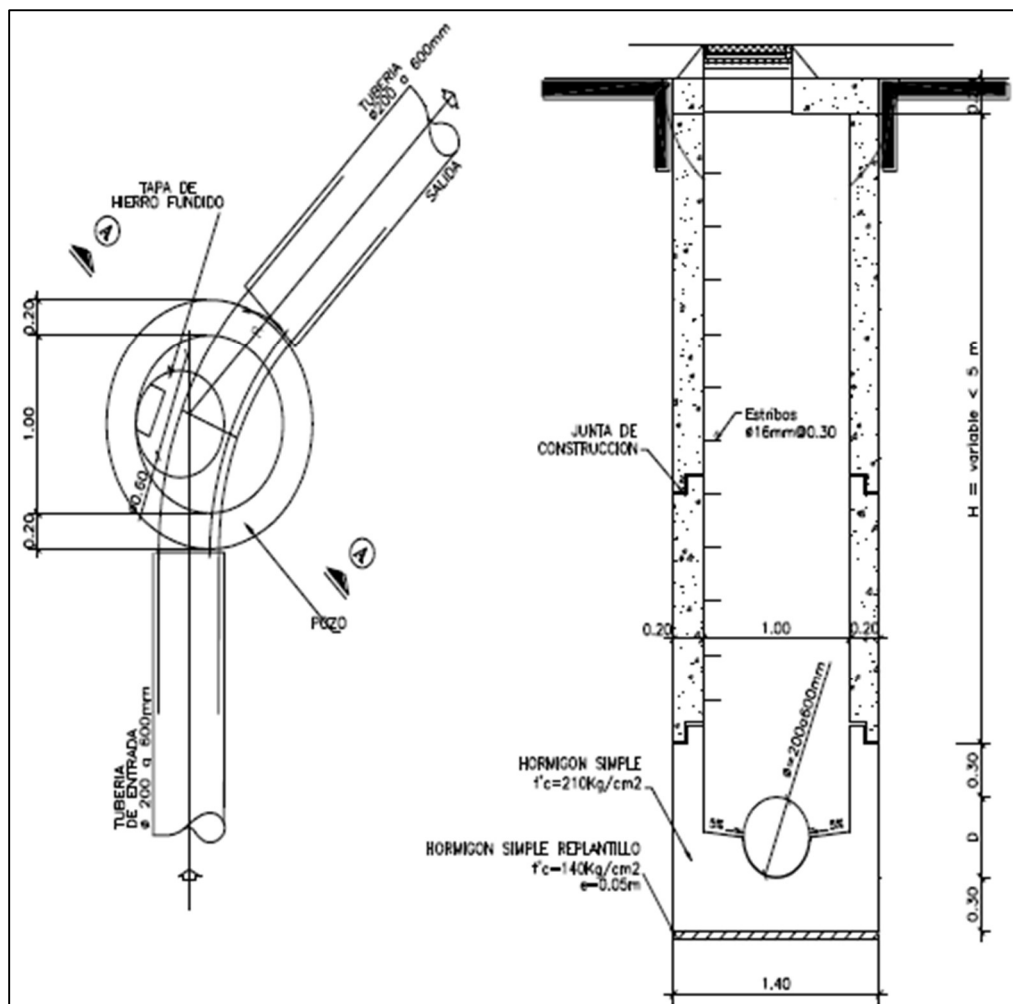
Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 102).

4.5.2. *Pozo de Revisión Tipo B1*

Los pozos de revisión tipo B1 son muy utilizados en barrios de densidad poblacional baja, esto es debido a que en el diseño de la red de alcantarillado se obtienen diámetros de tuberías pequeños. Estos pozos se construyen cuando la tubería que empata o inicia el tramo de colector esta entre $200 \leq \Phi < 600$ y su profundidad variable H es menor a 5 metros. (Toctaguano, 2017). A continuación, se presenta el esquema de esta estructura:

Figura 11.

Vista en planta y corte de pozo tipo B1.



Nota: La figura indica la vista superior y corte del pozo tipo B1.

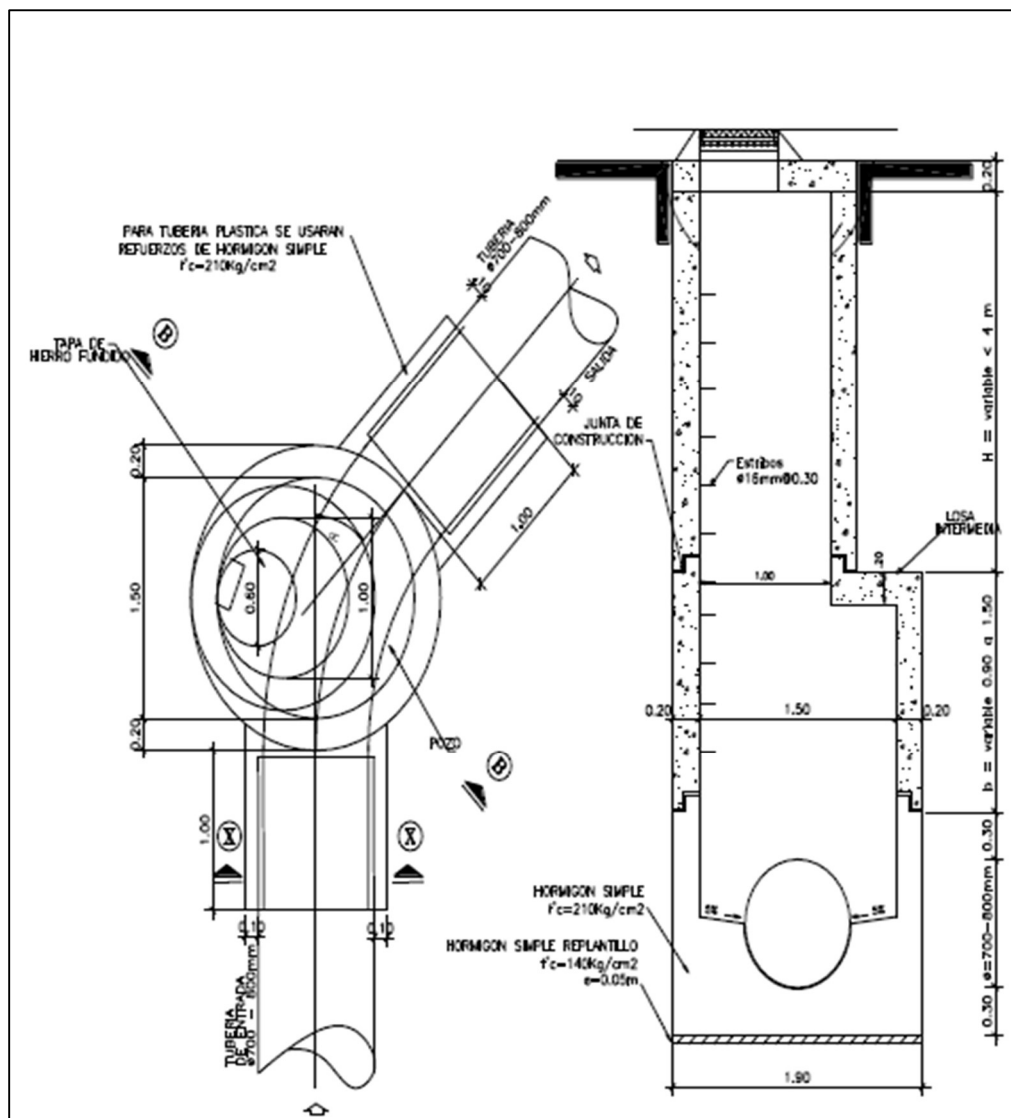
Fuente: Toctaguano, 2017. Diseño del sistema de alcantarillado combinado para el barrio Los Pinos de Santa Rosa, parroquia Tumbaco, cantón Quito, provincia Pichincha (p. 30)

4.5.3. Pozo de Revisión Tipo B2

Los pozos de revisión tipo B2 se construyen cuando la tubería que empata o inicia el tramo de colector esta entre $700 \leq \Phi < 800$ y su profundidad variable H es menor 4 metros y la profundidad b es variable entre 0.90 a 1.50 metros (Toctaguano, 2017), siendo estos pozos de una profundidad de 6.50 metros. A continuación, se presenta el esquema de esta estructura:

Figura 12.

Vista en planta y corte de pozo tipo B2.



Nota: La figura indica la vista superior y corte del pozo tipo B2.

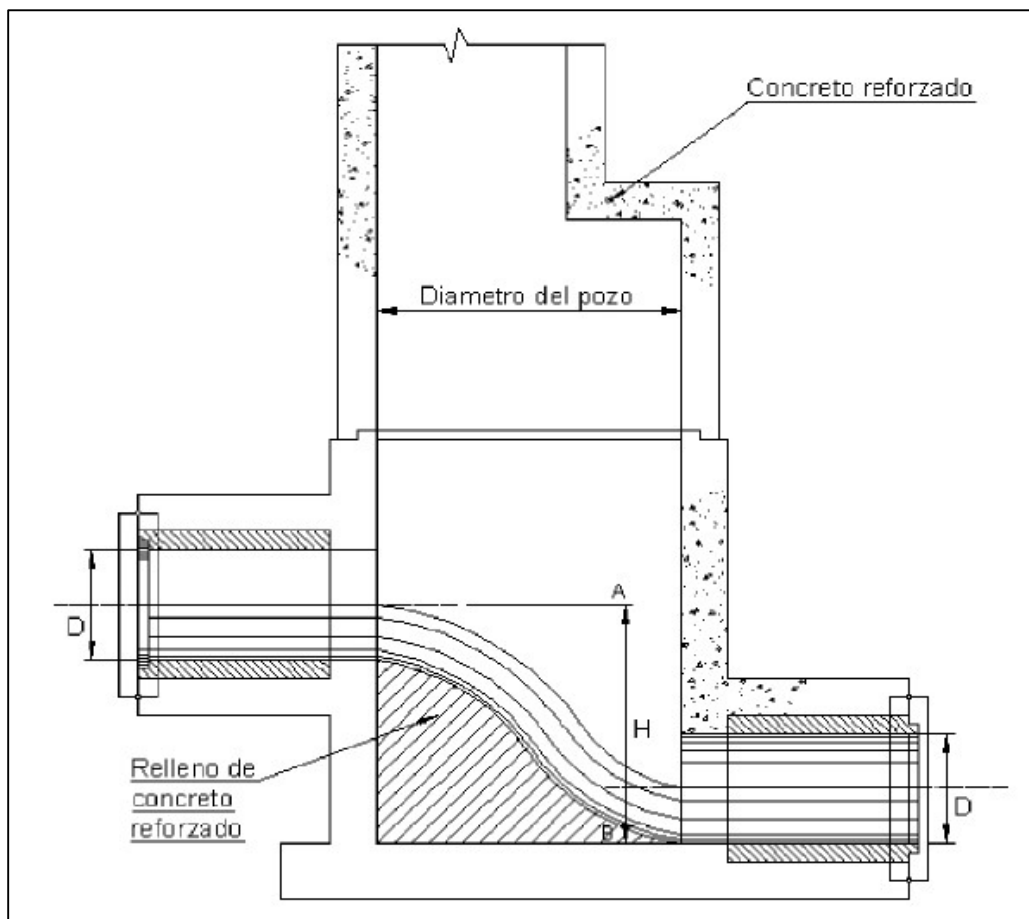
Fuente: Toctaguano, 2017. Diseño del sistema de alcantarillado combinado para el barrio Los Pinos de Santa Rosa, parroquia Tumbaco, cantón Quito, provincia Pichincha (p. 31).

4.5.4. Pozo de Caída Tipo I

El pozo de caída tipo I es apto para saltos con una altura máxima de 0.75 me y diámetros de entrada menores a 0.90 m (EMAAP, 2009).

Figura 13.

Esquema de pozo de caída tipo I.



Nota.: La figura indica la vista en corte de pozo de caída tipo I.

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 119).

En la tabla 11, se indican los tipos de cámara de caída con sus diámetros de tubería de entrada, diámetro de pozo recomendados y la altura de caída máxima.

Tabla 11.

Valores típicos de dimensiones del pozo de caída tipo I.

Cámara de caída	Diámetro de entrada (m)	Diámetro de pozo (m)	Altura de caída máxima (m)
Tipo I a)	< 0.90 m	1.20	0.50
Tipo I b)		1.50	0.60
Tipo I c)		1.80	0.75

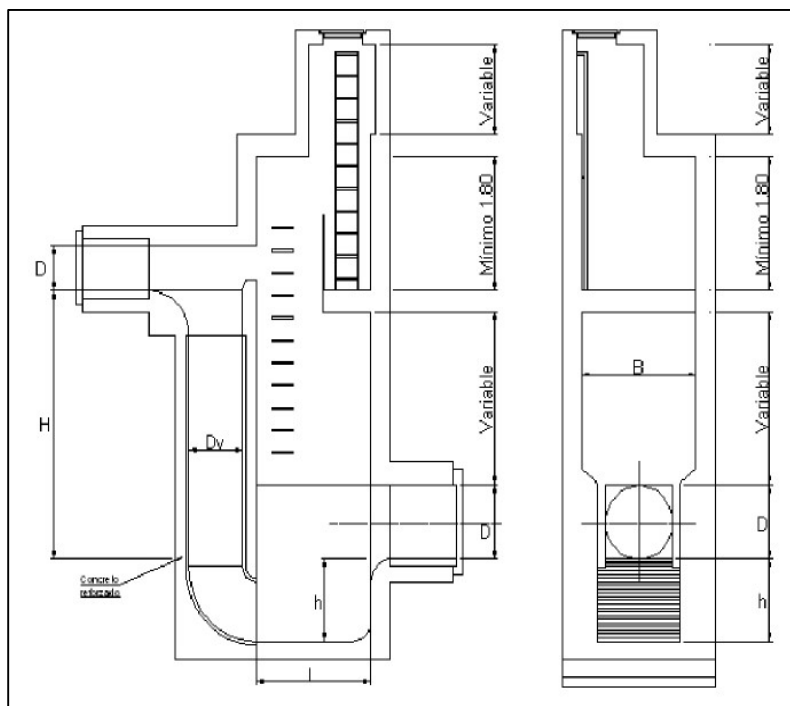
Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 120).

4.5.5. Pozo de Caída Tipo II

El pozo de caída tipo II es apto para saltos con una altura máxima de 3.00 m y diámetros comerciales de entrada menores a 0.90 m (EMAAP, 2009).

Figura 14.

Esquema de pozo de caída tipo II.



Nota: La figura indica la vista en corte de pozo de caída tipo II.

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 120).

En la tabla 12, se indican los diámetros de pozo y la altura de caída máxima que pueden tener; de esto se dependen del diámetro de tubo vertical, así como también del ancho y profundidad de la cámara de inspección y finalmente la longitud a cota inferior de la cámara.

Tabla 12.

Valores típicos de dimensiones del pozo de caída tipo II.

Diámetro de Pozo (m)	Altura de caída máxima (m)	Diámetro del tubo vertical (m)	Ancho de la cámara (m)	Profundidad del fondo de la cámara (m)	Longitud de la cámara (m)
0.50	1.00	0.50	0.75	0.35	1.30
0.60		0.50	0.80	0.35	1.30
0.75		0.75	0.95	0.40	1.60
0.90		0.75	1.10	0.45	2.00
0.50	1.50	0.50	0.75	0.35	1.30
0.60		0.50	0.80	0.40	1.40
0.75		0.75	0.95	0.45	1.70
0.90		0.75	1.10	0.50	2.20
0.50	2.00	0.50	0.75	0.40	1.40
0.60		0.50	0.80	0.40	1.50
0.75		0.75	0.95	0.45	1.80
0.90		0.75	1.10	0.50	2.40
0.50	2.50	0.50	0.75	0.40	1.50
0.60		0.50	0.80	0.40	1.60
0.75		0.75	0.95	0.45	1.90
0.90		0.75	1.10	0.50	2.50
0.50	3.00	0.50	0.75	0.50	1.60
0.60		0.50	0.80	0.55	1.70
0.75		0.75	0.95	0.60	2.10
0.90		0.75	1.10	0.70	2.60

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 121).

4.6. Determinación de Áreas de Aportación

Las áreas de aportación son la división la zona de proyecto en varias superficies, estas áreas determinan la distribución de caudales a cada uno de los tramos de la red de alcantarillado. El trazado de las áreas para cada pozo, se lo realiza a partir de la topografía de terreno y el trazado de las tuberías. Cuando el terreno es relativamente plano, se procede a un trazado por medio de bisectrices con vértices a los pozos. Con ello, se obtiene áreas de aportación en forma triangular en caso de una manzana cuadrada, mientras que si la manzana es rectangular se obtiene áreas trapezoidales y triangulares (Bolaños, 2017).

Si el terreno de proyecto tiene una topografía irregular, se debe realizar un análisis minucioso de sus áreas de aportación mediante sus curvas de nivel. Según el descenso de las curvas, se trazan las áreas de aportación en función de la pendiente de drenaje, como si se tratara de una cuenca de micro drenaje. Por cuanto el método anterior no funciona correctamente en este tipo de topografía (Bolaños, 2017).

4.7. Parámetros hidráulicos de la Red de Alcantarillado

4.7.1. *Diámetro Interior Mínimo*

En redes de alcantarillado combinado, la sección de la tubería más común es la circular al tratarse de tramos iniciales. El diámetro mínimo que debe tener la tubería con el fin de evitar obstrucciones por agentes externos al caudal de esorrentía (basuras y otros). Los tramos iniciales deberán ser de 0.30 m de diámetro, después de verificarse las condiciones de velocidad mínima y máxima (EMAAP, 2009).

4.7.2. *Velocidad Mínima*

Si en el trayecto de la tubería se tiene una velocidad baja, se pueden presentar problemas de azolvamiento o taponamiento efecto del depósito de sedimentos (EMAAP, 2009).

La norma INEN (1992) establece que velocidad no debe ser menor a 0.45 m/s, en los colectores primarios, secundarios y terciarios para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.

La norma EMAAP (2009) establece 2 condiciones con respecto a la velocidad mínima:

1. Cuando la verificación se realice atendiendo al criterio de velocidad de flujo, la velocidad mínima debe ser mayor a 0.6 m/s para el caudal a sección llena.

2. Cuando la verificación se realice atendiendo el criterio de esfuerzo tractivo, se debe verificar el comportamiento de auto-limpieza del flujo, para lo cual se utiliza el criterio de esfuerzo cortante que genera en la pared de la tubería, el mismo que deberá ser mayor o igual a 1.00 N/m^2 (0.10 Kg/m^2) para el caudal mínimo. La ecuación de cálculo de este esfuerzo cortante es:

$$\tau = \gamma * R_h * S \quad \text{Ec. 4.7.2.1}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante (Kg/m^2)

γ = Peso específico del agua (Kg/m^3)

R_h = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

Según la EMAAP (2009) en alcantarillados simplificados el valor de velocidad mínima real será de $0,4 \text{ m/s}$ o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de 1.0 N/m^2 . Mientras que en tuberías sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de auto limpieza y, por lo tanto, se obviar el criterio de velocidad mínima. (p. 40)

4.7.3. Velocidad Máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media de los conductos por gravedad tienen dependencia de las características del material como lo es su sensibilidad y la abrasión. La norma cita que la velocidad máxima real no debe sobrepasar los 5 m/s , pero se puede justificar una velocidad mayor a está (EMAAP, 2009).

En condiciones hidráulicas especiales y complejas como es el caso de topografía con pendientes mayores al 30%, se permitirán velocidades de flujo superiores a 5 m/s; sin embargo, la velocidad máxima no deberá sobrepasar la velocidad recomendados por cada tipo material de tubería; de modo, que se evite la erosión provocadas por arenas y otros materiales acarreados por el escurrimiento (Empresa Pública de Alcantarillado de Santander S.A.E.S.P [EMPAS], 2019).

En la siguiente tabla se indican las velocidades máximas permitidas de las tuberías según el tipo de material a utilizar en los proyectos de sistemas de alcantarillado combinado.

Tabla 13.

Velocidades máximas permisibles para tuberías de diferentes materiales.

Material de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Tubería de hormigón simple hasta 60 cm. de diámetro	4.50
Tubería de hormigón armado de 60 cm. de diámetro o mayores	6.00
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm ²	6.00 - 6.50
Hormigón armado en obra 280/350 kg/cm ² . Grandes conducciones	7.00 - 7.50
PEAD, PVC, PRFV	7.50
Acero	9.00 o mayor
Hierro dúctil o fundido	9.00 o mayor

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 99).

Por cuanto, las tuberías a utilizarse en el diseño son de materia de PVC (Policloruro de vinilo), tendrán una velocidad máxima de 7.5 m/s y según la EMPAS (2019) sugiere que la velocidad máxima no deberá superar los 10 m/s en tuberías de PVC. (p. 26)

4.7.4. Pendiente Mínima

El valor de la pendiente mínima para los tramos de tubería deberá ser aquella que genere la velocidad mínima permitida en la tubería de alcantarillado. A pesar de ello, la pendiente de cada

tramo debe ser tan semejante a la del terreno como sea posible con una pendiente mínima de 0.5% (EMAAP, 2009).

4.7.5. *Pendiente Máxima*

La pendiente máxima de la tubería será aquella que no genere una velocidad superior máxima permisible (EMAAP, 2009).

En conclusión, las pendientes mínimas y máximas dependen de la verificación de las condiciones de velocidad máxima y mínima en el tramo de tubería

4.7.6. *Profundidad Hidráulica Máxima*

Para permitir una aireación idónea del flujo que transita por los conductos, la EMAAP (2009) establece que:

Los conductos cerrados deberán cumplir con: i) la relación del caudal de diseño con la de sección llena (Q/Q_0) será de 0.90 máximo; y ii) la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 85% del diámetro real de este. (p. 93)

4.7.7. *Profundidad Mínima a la Cota Clave*

Las redes de alcantarillado deben estar a una profundidad adecuada garantizando la entrega de las conexiones domiciliarias por gravedad sin sótano que permitan el drenaje a gravedad de los aportes de su área tributaria. Los valores mínimos permisibles de recubrimiento no requieren protección a cargar vivas que se pueden generar en la rasante (EMAAP, 2009; EMPAS, 2019).

La tabla 14, indica la profundidad mínima a la cota clave del colector que se debe cumplir según el tipo de servidumbre a implantarse.

Tabla 14.*Profundidad mínima de tuberías.*

Servidumbre	Profundidad mínima a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	1.50
Vías vehiculares	1.50

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 100).

Como los tramos de la red estarán por debajo de calles, su profundidad mínima será de 1.50 m y según EMPAS (2019), para vías vehiculares no deberá ser menor que 1.2 m. (p. 21)

En caso que no se logrará cumplir la profundidad de tubería mínima, por cruces, puntos de descarga, depresiones del terreno, deberá presentarse obras de protección en la instalación de la tubería, de modo que se garantice el relleno. (EMAAP, 2009; EMPAS, 2019)

4.7.8. Profundidad Máxima a la Cota Clave

En general, el valor de esta profundidad debe considerar las características físico-mecánicas del subsuelo donde se realizarán las excavaciones, con ello se involucrará la utilización de excavadoras de oruga, entibamiento de las paredes de los taludes y líneas de vida para los obreros. Lo que dicta la norma es que la profundidad máxima de las tuberías es de 5 metros. En caso de existir tramos de red demasiados profundos, se debe tomar la opción de realizar bóvedas de hormigón para el cruce del subsuelo (EMAAP, 2009).

4.7.9. Localización de Redes de Alcantarillado

Los sistemas de redes de alcantarillado combinado deben localizarse cerca del eje de la calzada. La distancia mínima libre entre colectores que forman la red de alcantarillado y las tuberías de otras redes de servicios públicos deben ser 1 m en dirección horizontal y 0.3 m en la dirección vertical, medidas desde las superficies externas de los conductos (EMPAS, 2019).

En el caso de tramos de tubería que se implanten dentro de una franja de protección de hidrocarburos, en este caso, oleoducto de crudos pesados (OCP); solo se podrá realizar cruces en sentido transversal a la tubería de oleoducto. Los tramos paralelos que estén implantados dentro de la franja de protección o tubería están totalmente prohibidos bajo el organismo de la Agencia de Regulación y Control de Hidrocarburos.

En el caso de cruces transversales, la tubería de alcantarillado estará implantada por debajo de la tubería del oleoducto, a una distancia mínima de 1 metro, y una loseta de hormigón intermedia de protección localizada a 50 centímetros de la cota inferior de la tubería del oleoducto.

4.8. Cálculo de Caudal Residual

Las aguas residuales que aportan a un sistema de recolección son únicamente de índole doméstico (negras) en un día promedio al año, ya que en la zona de proyecto no se encuentra ninguna fuente de caudal industrial, comercial o institucional (EMAAP, 2009).

El aporte doméstico para cada zona está en función del área servida, se lo define con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{d_{neta} * D * A_r * CR}{86.400} \quad \text{Ec. 4.8.1}$$

Donde:

d_{neta} = Dotación por habitante (L/ha-día),

A_r = Área residencial de aportación (ha),

D = Densidad de población futura (hab/ha.), y

CR = Coeficiente de retorno (adimensional)

4.8.1. Coeficiente de Retorno (CR)

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico entregada a la población, que regresa al sistema de alcantarillado como aguas negras. La estimación de este coeficiente se realiza en base a los rangos planteados por la EMAAP (2009) los dependen del nivel de complejidad del sistema.

Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico ([Ras-001], 2003) el nivel de complejidad de un sistema depende de la población en la zona de proyecto. Por lo que; para poblaciones menores a 2.500 habitantes, corresponde un nivel de complejidad bajo. (p. 14)

Tabla 15.

Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0.7 - 0.8
Medio alto y alto	0.8 - 0.85

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 30).

El coeficiente de retorno se considerará constante durante todo el periodo de diseño y para toda el área servida, adoptando un valor de 0.7 (ver tabla 15).

4.8.2. Caudal Máximo Horario (Q_{max})

El caudal máximo horario es la aportación máxima de aguas residuales que se puede presentar. Este valor se obtiene a partir del coeficiente de mayoración (M); para caudales entre $0.004 \text{ m}^3/\text{s}$ y $5 \text{ m}^3/\text{s}$ Valenzuela (2020) y dado por la EPMAPS.

$$M = \frac{2.228}{Q_{med}^{0.073325}} \quad \text{Ec. 4.8.2.1}$$

Donde:

$M =$ Coeficiente de mayoración de Padel, y

$Q_{med} =$ Caudal medio diario de aguas servidas (l/s).

Entonces el caudal máximo horario se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = M * Q_{med} \quad \text{Ec. 4.8.2.2}$$

Donde:

$Q_{max} =$ Caudal máximo horario (l/s),

$M =$ Coeficiente de mayoración de Padel, y

$Q_{med} =$ Caudal medio diario (l/s).

4.8.3. Caudal de Infiltración ($Q_{infiltración}$)

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras (EMAAP, 2009).

Tabla 16.

Aporte de infiltración.

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0.1 - 0.3	0.1 - 0.3	0.05 - 0.2
Medio alto y alto	0.15 - 0.4	0.1 - 0.3	0.05 - 0.2

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 33).

Para niveles de complejidad baja del sistema corresponde un valor de 0.1 l/s-ha. Por lo que el caudal de infiltración se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{infiltración} = Q_{inf/hab} * A_{rd} \quad \text{Ec. 4.8.3.1}$$

Donde:

$Q_{\text{infiltración}} =$ Caudal de infiltración (l/s),

$Q_{\text{infi/hab}} =$ Caudal de infiltración por habitante (l/s-ha), y

$A_{\text{rd}} =$ Área residencial de aportación (ha).

4.8.4. Caudal Sanitario de Diseño ($Q_{\text{diseño}}$)

Para el diseño de una red de un sistema de alcantarillado combinado, este debe contemplar el caudal máximo horario y la aportación mínima de caudal originado por infiltración, por lo que caudal sanitario para el proyecto se determina con ecuación:

$$Q_{\text{Diseño}} = Q_{\text{max}} + Q_{\text{infiltración}} \quad \text{Ec. 4.8.4.1}$$

Donde:

$Q_{\text{diseño}} =$ Caudal Sanitario (l/s),

$Q_{\text{max}} =$ Caudal máximo horario (l/s), y

$Q_{\text{infiltración}} =$ Caudal aportado por la infiltración (l/s)

Considerando que la empresa EPMAPS realiza un control estricto a la ocurrencia de conexiones erradas a los alcantarillados con pruebas antes del recibido de una red por parte del área de fiscalización y en base a EMPAS (2019) que indica; en sistemas de alcantarillado combinado donde el caudal de aguas residuales es menor que el 5% del caudal de aguas lluvias, el caudal de aguas residuales no incluye el caudal de conexiones erradas (p. 19). En base a estas condiciones se opta por despreciar el aporte conexiones erradas, que no es más que el empalme de una acometida de aguas residuales sobre la red de alcantarillado pluvial o viceversa (EMAAP, 2009).

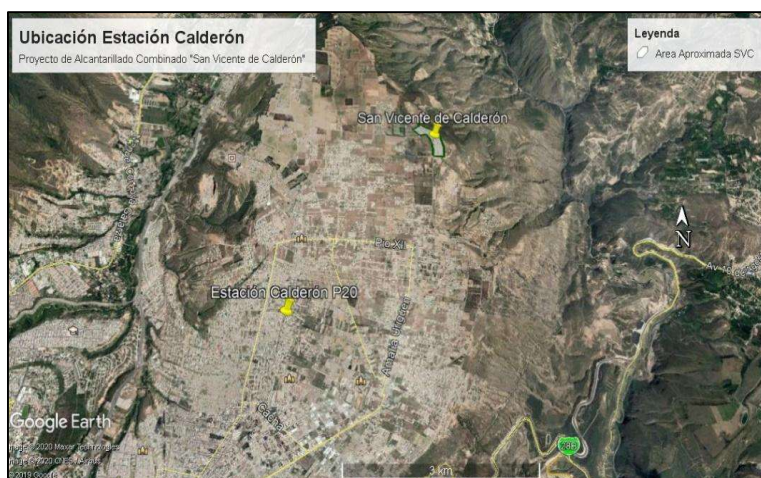
4.9. Cálculo de Caudal Pluvial

4.9.1. Ubicación de la Estación Meteorológica

La zona de proyecto está dentro de la parroquia de Calderón, por ello, la estación meteorológica más cercana será “Estación Calderón” (P20). Las coordenadas de esta estación son: 785900 m E. 9991825 m N, zona 17 m UTM (EPMAPS, 2014) (Ver figura 15).

Figura 15.

Ubicación Estación "Calderón" P20.



Nota: La figura representa la ubicación geográfica de la Estación Calderón.

Fuente: Elaborado por autores a través de *Google Earth Pro®*.

4.9.2. Ecuación de Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)

Según el estudio “Análisis temporal de las lluvias extremas en el DMQ y cálculo de curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia” (EPMAPS, 2014). La “Estación Calderón” (P20) tiene como ecuación IDF para determinar el caudal pluvial:

$$I = \frac{[9.3756 \text{ Tr}] + 22.6219}{(41.6779 + tc)^{0.9989}} \quad \text{Ec. 4.9.2.1}$$

Donde:

$I =$ Intensidad de precipitación (mm/min),

$Tr =$ Periodo de Retorno (años), y

$tc =$ Tiempo de Concentración (min).

4.9.3. Periodo de Retorno y Tiempo de Concentración

4.9.3.1. Periodo de Retorno (Tr).

Es la probabilidad de que un evento de precipitación con determinadas características se presente nuevamente con una magnitud de igual o mayor naturaleza (Valenzuela, 2020) (Ver tabla 17).

Tabla 17.

Periodo de retorno para diferentes ocupaciones de área.

Tipo de obras	Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Micro drenaje	Residencial	5
Micro drenaje	Comercial	5
Micro drenaje	Área con edificios de servicio público	5
Micro drenaje	Aeropuertos	10
Micro drenaje	Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	10 - 25
Micro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	25
Micro drenaje	Áreas de importancia específica	50 - 100

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 70).

El periodo de retorno se encuentra tabulado según el tipo de ocupación del área de proyecto, en el cual; para un uso residencial, este tendrá el valor de 5 años.

4.9.3.2. Tiempo de Concentración (tc).

Es el tiempo de viaje del agua lluvia desde el punto más alejado de la cuenca hasta la sección de desagüe (EMAAP, 2009).

$$tc = tl + tf \quad \text{Ec. 4.9.3.2.1}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración,

t_l = Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado, y

t_f = Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado.

El tiempo de concentración en tramos iniciales recomendado por la EPMAPS es de 12 min.

El tiempo de flujo se lo calcula con la siguiente expresión:

$$t_f = \frac{L}{60 \cdot V} \quad \text{Ec. 4.9.3.2.2}$$

Donde:

L = Longitud de la tubería en m, y

V = Velocidad media en la sección de escurrimiento en m/s.

4.9.4. Método Racional ($C \cdot I \cdot A$) – Caudal Pluvial (Q_{pl})

Este método es el más utilizado para la determinación del caudal pluvial de una cuenca de drenaje, aplicable a zonas de proyectos con áreas menores a 200 ha. Se caracteriza además por utilizar datos hidrológicos-hidráulicos simples EMAAP (2009), su ecuación se presenta a continuación:

$$Q_{pl} = \frac{C \cdot I \cdot A}{0.36} \quad \text{Ec. 4.9.4.1}$$

Donde:

Q_{pl} = Caudal pluvial pico (l/s),

I = Intensidad de precipitación (mm/h), y

A = Área de la cuenca de aporte (ha).

Como las áreas de aportación que se trazaron en la planimetría de la zona de proyecto son menores a 200 ha, se aplicará este método en el presente estudio.

4.9.4.1. Coeficiente de Escorrentía (C).

Los coeficientes de escorrentía están en función de cada área de aportación. Dentro de EMAAP (2009), propone coeficiente de escorrentía empleados para zonas urbanas y rurales:

Tabla 18.

Coeficientes de escorrentía en área urbana.

Descripción del área	Coeficientes de escorrentia		
Negocios			
Centro	0,70	a	0,95
Barrios	0,50	a	0,75
Residencial			
Unifamiliar	0,30	a	0,60
Multi-unidades, contiguas	0,40	a	0,75
Departamentos	0,60	a	0,85
Industrias			
Livianas	0,50	a	0,80
Pesadas	0,60	a	0,90
Sin mejoras	0,10	a	0,30

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 80).

Tabla 19.

Coeficiente de escorrentía en áreas rurales.

Vegetación y topografía		Limo arenoso abierto	Arcilla y limo	Arcilla abierta
Bosque	Plano pend 0-5%	0,10	0,30	0,40
	Ondulada pend 5-10%	0,25	0,35	0,50
	Montañosa pend 10-30%	0,30	0,50	0,60
Pastura	Plano	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	0,16	0,36	0,55
	Montañosa	0,22	0,42	0,60
Cultivos	Plano	0,30	0,50	0,60
	Ondulada	0,40	0,60	0,70
	Montañosa	0,52	0,72	0,82

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado. EMAAP (2009, p. 80).

Debido a que la zona de proyecto aún no es completamente residencial, existen lotes vacíos y lotes utilizados netamente para residencia; por lo que se determinó que existen dos tipos de áreas de aportación y, por ende, 2 coeficientes de escorrentía:

- Para áreas residenciales contiguas; $C=0.7$, y
- Para áreas de cultivo; $C=0.4$.

4.10. Diseño de la Red de Alcantarillado Combinado (Hoja de cálculo)

Para el diseño de la red se utiliza hojas de cálculo convencional de paquete informático Microsoft Windows® Excel. En la hoja denominada “*CAUDAL DE DISEÑO*” se determina el valor del caudal máximo horario (Sanitario) que producirá cada área de aportación, y en la hoja denominada “*CÁLCULO HIDRÁULICO*” se calcula el caudal pluvial y diseño hidráulico de las tuberías de la red de alcantarillado.

4.10.1. Hoja de Cálculo “Caudal de Diseño”

Para la explicación del diseño se tomará el tramo de tubería inicial P05 – P03.

Siguiente de estos datos, se describe y explica la hoja de cálculo, esta hoja se puede apreciar en el Anexo D.

✓ Nombre de la Calle.

En esta columna se indica el nombre de la calle o por donde atraviesa el tramo de tubería.

Tramo P05 – P03: el nombre de “Calle 1”.

✓ Área de Drenaje.

Columna [1]: Numeración del colector

En esta columna se indica el nombre del pozo de inicio y fin del tramo. Siendo el pozo inicial P05 y el pozo de llegada P03 para este caso.

Columna [2]: Área parcial (ha)

Corresponde al área de aportación de cada tramo de tubería, de acuerdo a la determinación de áreas de drenaje. La superficie para este tramo corresponde a 0.23 (ha).

Columna [3]: Área total de drenaje (ha)

Se acumula el área de drenaje de aguas arriba del colector en cuestión. Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$A_i = A_{\text{tramo_actual}} + \sum A_{\text{aguas_arriba}} \quad \text{Ec. 4.10.1.1}$$

$$[3] \text{ P05-P03} = [2] \text{ P05-P03} + [3] \text{ P04-P05}$$

$$[3] \text{ P05-P03} = 1.00 + 0.23 = 1.23 \text{ ha.}$$

✓ **Aportes Medio Diario de Aguas Residuales.**

- Aporte de aguas residuales domésticas

Como se anunció anteriormente, el coeficiente de retorno adoptado para este proyecto, es $CR = 0.70$.

Columna [4]: Porcentaje de área

Este porcentaje comprende la destinación de área para uso doméstico. Varía dependiendo del plan de ordenamiento territorial de la municipalidad de Quito.

El tramo P05 – P03 capta aguas residuales de uso doméstico, por lo que tendrá 100% de aportación.

Columna [5]: Densidad de población (hab/ha.)

Es la densidad poblacional futura que se encuentra en el área del tramo de tubería. Esta densidad es de 132 hab/ha.

Columna [6]: Población servida (habitantes)

Es el número estimativo de habitantes servidos por el tramo de tubería, tomando en cuenta la densidad poblacional futura del proyecto. Incluye el área actual y el área aguas arriba del tramo.

Para el tramo P05 – P03.

$$P_i = (A_i \text{ aferente} \times D_i) + \sum P_{\text{aguas arriba}} \quad \text{Ec. 4.10.1.2}$$

$$[6]_{P05-P03} = ([2]_{P05-P03} \times [5]_{P05-P03}) + [6]_{P04-P05}$$

$$[6]_{P05-P03} = (0.23 \times 132) + 132 = 162 \text{ hab.}$$

Columna [7]: Aporte unitario de aguas residuales domésticas (l/s-ha)

Este aporte es el idéntico para cada tramo de tubería de la red, siempre que no cambie la densidad poblacional o el consumo de agua potable.

Para el colector PZ6 – PZ7 se tiene:

$$Q_{\text{med}} = \frac{d \cdot D \cdot CR}{86400} \quad \text{Ec. 4.10.1.3}$$

d = Dotación por habitante (l/ha-día)

D = Densidad de población futura (hab/ha.)

CR = Coeficiente de retorno (adimensional)

$$[7]_{P05-P03} = \frac{210 \frac{\text{l}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 132 \frac{\text{hab}}{\text{hect}} \times 0.7}{86.400}$$

$$[7]_{P05-P03} = 0.225 \text{ l/s-ha}$$

Columna [8]: Aporte unitario de aguas residuales domésticas (l/s)

Para la obtención del aporte, se multiplica el aporte unitario de aguas residuales por el área de drenaje. Para el tramo P05 – P03:

$$[8]_{P05-P03} = [7]_{P05-P03} \times [2]_{P05-P03}$$

$$[8]_{P05-P03} = 0.225 \text{ L/s*ha} \times 0.23 \text{ ha}$$

$$[8]_{P05-P03} = 0.052 \text{ L/s}$$

✓ Caudal Medio Diario de Aguas Residuales.

Columna [9]: Sumatoria de porcentaje de áreas

En esta columna se suman el porcentaje de áreas según el tipo de uso de suelo, (doméstico, institucional, industrial y comercial). Esta sumatoria tendrá el valor de 100%. Para el tramo P05 – P03 se tienen el 100% de área para uso doméstico, así como lo tendrá todas las áreas de aportación que abarca la zona de proyecto.

$$[9]_{Pz6-Pz7} = 100\%$$

Columna [10]: Aporte parcial unitario ponderado (L/s)

Promedio ponderado de los aportes unitarios en tramo actual de colector, con el porcentaje de uso de suelo. Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$q \left(\frac{L}{s} \right) = \sum (q_i * \%_i) \quad \text{Ec. 4.10.1.4}$$

$$[10]_{P05-P03} = [4]_{P05-P03} \times [8]_{P05-P03}$$

$$[10]_{P05-P03} = 0.052 \times 100\% = 0.052 \text{ L/s}$$

Columna [11]: Aporte total del tramo (L/s)

Es el aporte del tramo actual de tubería, más los aportes recibidos por la red aguas arriba. Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$Q_i = q_i + \sum Q_{\text{aguas arriba}} \quad \text{Ec. 4.10.1.5}$$

$$[11]_{P05-P03} = [10]_{P05-P03} + [11]_{P04-P05}$$

$$[11]_{P05-P03} = 0.05 + 0.225 = 0.276 \text{ L/s}$$

✓ **Caudal Máximo Horario de Aguas Residuales.**

Columna [12]: Coeficiente de mayoración M

Para la obtención del caudal máximo horario, es necesario multiplicar por el coeficiente de mayoración (M)

$$M = \frac{2.228}{Q_{med}^{0.073325}} \quad \text{Ec. 4.10.1.6}$$

Para el tramo P05 –P03 se tiene:

$$[12]_{P05-P} = \frac{2.228}{[11]_{P05-P03}^{0.073325}}$$

$$[12]_{P05-P} = \frac{2.228}{0.276^{0.073325}}$$

$$[12]_{P05-P03} = 2.45$$

Columna [13]: Caudal máximo horario de aguas residuales (l/s)

Corresponde a la multiplicación del caudal medio diario de aguas domésticas y el coeficiente de mayoración anteriormente obtenido. Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$QM_H = M * Q_{med} \quad \text{Ec. 4.10.1.7}$$

$$[13]_{P05-P03} = [12]_{P05-P03} \times [11]_{P05-P03}$$

$$[13]_{P05-P03} = 2.45 \times 0.276$$

$$[13]_{P05-P03} = 0.68 \text{ L/s}$$

✓ **Caudal de Infiltración.**

Columna [14]: Coeficiente de infiltración (l/s-ha)

El valor del coeficiente tendrá 0.1 l/s-ha al tratarse de un sistema de complejidad baja.

Columna [15]: Caudal de infiltración (l/s)

El aporte de caudal de infiltración se calcula como el producto del área total drenada y el coeficiente de infiltración.

$$[15] \text{ P05-P03} = [11] \text{ P05-P03} \times [3] \text{ P05-P03}$$

$$[15] \text{ P05-P03} = 0.10 \text{ L/s*ha} \times 1.23 \text{ ha}$$

$$[15] \text{ P05-P03} = 0.123 \text{ L/s}$$

✓ **Caudal Sanitario de Diseño.**

Columna [16]: Caudal de diseño calculado (L/s)

El caudal sanitario de diseño será la suma del caudal máximo horario y el caudal de infiltración. Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$[16] \text{ P05-P03} = [13] \text{ P05-P03} + [15] \text{ P05-P03}$$

$$[16] \text{ P05-P03} = 0.68 \text{ L/s} + 0.123 \text{ L/s}$$

$$[16] \text{ P05-P03} = 0.803 \text{ L/s}$$

4.10.2. Hoja de Cálculo “Cálculo Hidráulico”

Una vez definido el caudal sanitario de diseño para cada tramo de tubería, en la siguiente hoja “*CÁLCULO HIDRÁULICO*” se realiza el diseño de la red. A continuación, se presenta la

descripción de la hoja de cálculo columna por columna, además se puede apreciar esta hoja en el Anexo E.

El tramo escogido, será el anteriormente citado (tramo P05-P03).

✓ **Descripción del Tramo.**

Columna [1]: Nombre del tramo de tubería.

El tramo P05 –P03 está dentro del “tramo 1”.

Columna [2]: Numeración de la tubería

DE: P05; HACIA: P03 (P05-P03).

Columna [3]: Longitud de la tubería (m)

Es la longitud que existe entre pozo salida y el pozo de llegada. La longitud del tramo P05-P03 es de 69.3 m.

✓ **Área de Drenaje.**

Columna [4]: Área parcial (ha)

El área de drenaje parcial para el tramo P05-P03 es de 0.23 ha.

Columna [5]: Área total de drenaje (hectáreas)

El área total de drenaje para el tramo P05-P03 es de 1.23 ha.

✓ **Caudal Pluvial de Diseño.**

Columna [5.1]: Coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía (C), su valor será P05-P03 = 0.7.

Columna [5.2]: Producto Área acumulada – Coeficiente de escorrentía (A*C)

Este producto entre el área acumulada de drenaje y el coeficiente de escorrentía. Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[5.2] \text{ P05-P03} = [5] \text{ P05-P03} + [5.1] \text{ P05-P03}$$

$$[5.2] \text{ P05-P03} = 1.23 \text{ ha} \times 0.70$$

$$[5.2] \text{ P05-P03} = 0.86 \text{ ha.}$$

Columna [5.3]: Tiempo de concentración (Tc)

El tiempo de concentración en tramos iniciales es de 12 min. Para el determinar el tc para la tubería P04-P05 se ayudó de la fórmula:

$$\text{Tiempo de flujo (min)} = \frac{\text{Longitud de tubería (m)}}{\text{Velocidad de flujo } \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right) * 60} \quad \text{Ec. 4.10.2.1}$$

$$\text{Tiempo de flujo (min)} = \frac{46.1}{4.72 * 60}$$

$$\text{Tiempo de flujo (min)} = 0.15$$

Luego, el tc se lo encuentra con la ecuación

$$tc = ti + tf \quad \text{Ec. 4.10.2.2}$$

Entonces, el ti que inicia el tramo P05-P03 es de 12 min y el tiempo de flujo del tramo P04-P05 es de 0.16 min. Por tanto, el tc para el tramo P05-P03 será:

$$[5.3]_{\text{P05-P03}} = 12 + 0.15 = 12.15 \text{ min}$$

Columna [5.4]: Periodo de retorno (Tr)

El periodo de retorno es igual a 5 años.

Columna [5.5]: Intensidad de lluvia (I)

La intensidad de lluvia para el tramo P05-P03 será:

$$I = \frac{[9.3756 Tr] + 22.6219}{(41.6779 + tc)^{0.9989}} \quad \text{Ec. 4.10.2.3}$$

$$[5.5]_{P05-P03} = \frac{9.3756 * \ln([5.4]_{P05-} + 22.6219)}{(41.6779 + [5.3]_{P05-P03})^{0.9989}}$$

$$[5.5]_{P05-P03} = \frac{[9.3756 \text{ 5 años}] + 22.6219}{(41.6779 + 12.15 \text{ min})^{0.9989}}$$

$$[5.5]_{P05-P} = 0.7036 \text{ mm/min}$$

Pero este valor lo pasamos a mm/hr (milímetro/hora), entonces:

$$[5.5]_{P05-P03} = 0.7036 \frac{\text{mm}}{\text{min}} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr}} = 42.23 \text{ mm/hr}$$

Columna [5.6]: Caudal pluvial de diseño (Qpl)

El Qpl para el tramo P05-P03 será:

$$Q_{pl} = \frac{C * I * A}{0.36} \quad \text{Ec. 4.10.2.4}$$

$$[5.6]_{P05-P} = \frac{[5.2]_{P05-P03} * [5.5]_{P05-}}{0.36}$$

$$[5.6]_{P05-P} = \frac{0.86 \text{ ha} * 42.23 \text{ mm/hr}}{0.36} = 100.99 \text{ L/s}$$

Columna [6]: Caudal sanitario de diseño (l/s)

Para el tramo P05-P03 el caudal sanitario es de [6] P05-P03= 0.80 L/s.

✓ Caudal de Diseño (Qd).

Columna [7]: Caudal de diseño (l/s)

El caudal de diseño es la suma de: caudal Sanitario y caudal pluvial. El Qd que tendrá el tramo P05-P03 será:

$$Q_d = Q_{\text{sanitario}} + Q_{\text{pluvial}} \quad \text{Ec. 4.10.2.5}$$

$$[7]_{P05-P03} = [6]_{P05-P03} + [5.6]_{P05-P03}$$

$$[7]_{P05-P03} = 0.80 \frac{l}{s} + 100.99 \frac{l}{s} = 101.79 \frac{l}{s}$$

✓ **Diseño Hidráulico del Tramo.**

Columna [8]: Pendiente de la rasante (%)

La pendiente que tiene el terreno por donde para el tramo de tubería, es la diferencia de cotas que existe entre pozo de inicio y pozo de llegada, dividido por la longitud del tramo; y esto multiplicado por 100 (S%). Para el tramo P05-P03 será:

$$[8]_{P05-P03} = ([33]_{P05-P03} - [34]_{P05-P03}) / [3]_{P05-P03} \times 100$$

$$[8]_{P05-P03} = (2780.57 \text{ m} - 2777.68 \text{ m}) / 69.3 \times 100$$

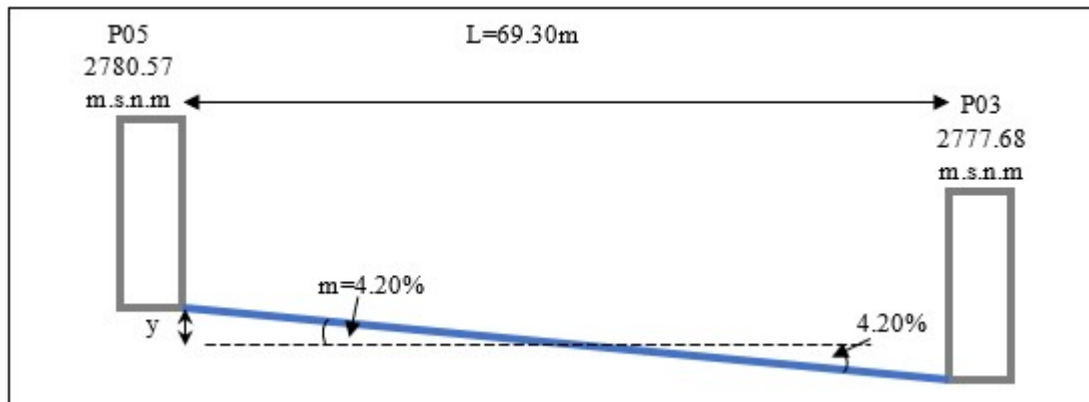
$$[8]_{P05-P03} = 4.16 \%$$

Columna [9]: Pendiente del colector (%)

Esta pendiente será la adoptada por el diseñador para el tramo de tubería.

Por premisa, la pendiente puede ser similar o igual a la pendiente del terreno para reducir las profundidades de excavaciones para las zanjas. Con la que se realiza las comprobaciones de velocidades máximas y mínimas; y de capacidad de llenado de la tubería.

Para el tramo P05 – P03 se adopta $[9]_{P05-P03} = 4.2\%$ para llegar a una profundidad aproximada de 1.82 m en el pozo P03.

Figura 16.*Altimetría tramo P05-P03.*

Nota: En la figura indica el desnivel y cambio de cota entre pozo y pozo.

Fuente: Elaborado por autores.

Columna [10]: Desnivel Δh (m)

El desnivel es el producto entre la longitud del tramo de tubería por la pendiente del tramo.

Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[10] \text{ P05-P03} = [3] \text{ P05-P03} \times ([9] \text{ P05-P03}/100)$$

$$[10] \text{ P05-P03} = 69.30 \text{ m} \times (4.20\%/100) = 2.91 \text{ m}$$

Columna [11]: Diámetro teórico de la tubería (m)

Para la determinación de esta ecuación, se lo deduce a continuación: partiendo de la ecuación a tubería llena:

$$Q = V * A \quad \text{Ec. 4.10.2.6}$$

Por otra parte, se plantea la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 4.10.2.7}$$

Reemplazamos la Ec. 4.10.2.6 en la Ec. 4.10.2.7

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 4.10.2.8}$$

Se ingresa el parámetro de área (A) y radio hidráulico (R)

$$Q = \frac{1}{n} * \left[\frac{\left(\frac{\pi * D^2}{4} \right)}{\pi * D} \right]^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{\pi * D^2}{4} \right)$$

Haciendo operaciones:

$$Q = \frac{1}{n} * \frac{0.851 * D^{\frac{4}{3}}}{2.145} * S^{\frac{1}{2}} * (0.785 * D^2)$$

$$Q = \frac{1}{n} * 0.396 * D^{\frac{4}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * (0.785 * D^2)$$

$$Q = 0.312 * \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad \text{Ec. 4.10.2.9}$$

Y finalmente, el diámetro teórico de la tubería:

$$D = 1.548 * \left(\frac{n * Q_{\text{diseño}}}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[11]_{P05-P} = 1.548 * \left(\frac{0.011 * [7]_{Pz6-Pz7}}{[9]_{Pz6-P}^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$[11]_{P05-P} = 1.548 * \left(\frac{0.011 * \frac{101.79 \text{ l/s}}{1000}}{4.2\%^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$[11]_{P05-P0} = 0.22 \text{ m}$$

Columna [12]: Diámetro nominal de la tubería (m)

Es el diámetro comercial escogido por el diseñador para el tramo de tubería en diseño. El diámetro debe ser mayor o igual al tenido en el cálculo anterior, considerando diámetro mínimo para una red de alcantarillado combinado es de 0.30 m.

Por cuanto el diámetro para este tramo de tubería será: $[12]_{P05-P03} = 0.30 \text{ m}$

Columna [13]: Caudal a tubo lleno (Q_o)

Es la capacidad máxima de la tubería con el diámetro comercial escogido. Con ayuda de la Ec. 4.10.2.9. Para el tramo P05-P03 será:

$$[13]_{P05-P} = 0.312 * \frac{[12]_{P05-P}^{\frac{8}{3}} * [9]_{P05-P03}^{\frac{1}{2}}}{0.011}$$

$$[13]_{P05-P} = 0.312 * \frac{0.30\text{m}^{\frac{8}{3}} * 4.20\%^{\frac{1}{2}}}{0.011} * 1000 = 234.44 \text{ l/s}$$

Columna [14]: Velocidad a tubo lleno (V_o)

Es la velocidad de flujo en función de la capacidad máxima de la tubería y se calcula:

$$Q_o = V_o * A \rightarrow V_o = \left(\frac{Q_o}{A} \right) \quad \text{Ec. 4.10.2.10}$$

Para el tramo P05-P03 será:

$$[14]_{P05-P} = \frac{\frac{[13]_{P05-P}}{1000} * 4}{\pi * [12]_{P05-P03}^2}$$

$$[14]_{P05-P03} = \frac{\frac{234.44}{1000} * 4}{\pi * (0.30 \text{ m})^2} = 3.32 \text{ m/s}$$

Columna [15]: Relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno (Q_d/Q_o)

Este parámetro se lo utiliza para definir la capacidad de la tubería. Ese valor de borde tiene como máximo el valor de 0.9. Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[15]_{P05-P03} = \frac{[7]_{P05-P03}}{[13]_{P05-P03}}$$

$$[15]_{P05-P03} = \frac{101.79 \text{ l/s}}{234.44 \text{ l/s}}$$

$$[15]_{P05-P03} = 0.43 < 0.9 \text{ OK}$$

Columna [17]: Relación entre la profundidad de lámina de agua y diámetro interno de la tubería (d/D)

Según el valor de la capacidad de llenado (Q_d/Q_o) calculado en la columna [15], se determina la relación entre en la entre la profundidad de lámina de agua y diámetro interno de la tubería mediante los datos obtenidos de la tabla 19. Extraída del libro “Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones” (Pérez, 2010). (p. 182)

Tabla 20.

Relaciones hidráulicas en tubería.

Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao	Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao
0.01	0.061	0.272	0.041	0.025	0.54	0.587	0.881	0.487	0.61
0.02	0.099	0.327	0.067	0.051	0.55	0.594	0.886	0.494	0.618
0.03	0.126	0.366	0.086	0.073	0.56	0.6	0.891	0.502	0.626
0.04	0.148	0.398	0.102	0.092	0.57	0.6	0.891	0.502	0.626
0.05	0.168	0.426	0.116	0.11	0.58	0.613	0.901	0.518	0.642
0.06	0.185	0.45	0.128	0.127	0.59	0.619	0.905	0.526	0.65
0.07	0.2	0.473	0.14	0.143	0.6	0.625	0.91	0.534	0.658
0.08	0.215	0.495	0.151	0.157	0.61	0.632	0.915	0.542	0.666
0.09	0.228	0.515	0.161	0.172	0.62	0.638	0.919	0.55	0.674
0.1	0.241	0.534	0.17	0.185	0.63	0.644	0.924	0.559	0.681
0.11	0.253	0.553	0.179	0.199	0.64	0.651	0.928	0.561	0.689
0.12	0.264	0.564	0.18	0.211	0.65	0.657	0.933	0.575	0.697
0.13	0.275	0.575	0.197	0.224	0.66	0.663	0.937	0.585	0.704
0.14	0.286	0.586	0.205	0.236	0.67	0.67	0.942	0.595	0.712
0.15	0.296	0.596	0.213	0.248	0.68	0.676	0.946	0.604	0.72
0.16	0.306	0.606	0.221	0.259	0.69	0.683	0.95	0.614	0.727
0.17	0.316	0.616	0.229	0.271	0.7	0.689	0.954	0.623	0.735
0.18	0.325	0.626	0.236	0.282	0.71	0.695	0.959	0.633	0.742
0.19	0.334	0.636	0.244	0.293	0.72	0.702	0.963	0.644	0.75
0.2	0.343	0.645	0.251	0.304	0.73	0.709	0.967	0.654	0.757
0.21	0.352	0.655	0.258	0.314	0.74	0.715	0.971	0.665	0.765
0.22	0.361	0.664	0.266	0.325	0.75	0.721	0.975	0.677	0.772
0.23	0.369	0.673	0.273	0.335	0.76	0.728	0.978	0.688	0.78
0.24	0.377	0.681	0.28	0.345	0.77	0.735	0.982	0.7	0.787

Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao	Q/Qo	Y/φ	V/Vo	D/φ	A/Ao
0.25	0.385	0.39	0.287	0.355	0.78	0.741	0.986	0.713	0.795
0.26	0.393	0.699	0.294	0.365	0.79	0.748	0.99	0.725	0.802
0.27	0.401	0.707	0.3	0.375	0.8	0.755	0.993	0.739	0.81
0.28	0.409	0.715	0.307	0.385	0.81	0.761	0.997	0.753	0.817
0.29	0.417	0.724	0.314	0.394	0.82	0.768	1	0.767	0.824
0.3	0.424	0.732	0.321	0.404	0.83	0.775	1.003	0.783	0.832
0.31	0.432	0.74	0.328	0.413	0.84	0.782	1.007	0.798	0.839
0.32	0.439	0.747	0.334	0.422	0.85	0.789	1.01	0.815	0.847
0.33	0.446	0.755	0.341	0.432	0.86	0.796	1.013	0.833	0.854
0.34	0.453	0.763	0.348	0.441	0.87	0.804	1.016	0.852	0.861
0.35	0.46	0.77	0.354	0.45	0.88	0.811	1.019	0.871	0.869
0.36	0.468	0.778	0.361	0.459	0.89	0.818	1.022	0.892	0.876
0.37	0.475	0.785	0.368	0.468	0.9	0.826	1.024	0.915	0.883
0.38	0.482	0.792	0.374	0.476	0.91	0.834	1.027	0.94	0.891
0.39	0.488	0.799	0.381	0.485	0.92	0.842	1.029	0.966	0.896
0.4	0.495	0.806	0.388	0.494	0.93	0.85	1.032	0.995	0.906
0.41	0.502	0.813	0.395	0.503	0.94	0.858	1.034	1.027	0.913
0.42	0.509	0.82	0.402	0.511	0.95	0.867	1.036	1.063	0.921
0.43	0.516	0.827	0.408	0.52	0.96	0.875	1.037	1.103	0.928
0.44	0.522	0.833	0.415	0.528	0.97	0.884	1.039	1.149	0.936
0.45	0.529	0.84	0.422	0.537	0.98	0.894	1.04	1.202	0.943
0.46	0.535	0.846	0.429	0.545	0.99	0.904	1.047	1.265	0.951
0.47	0.542	0.853	0.436	0.553	1	0.914	1.047	1.344	0.958
0.48	0.549	0.859	0.443	0.562	1.01	0.925	1.047	1.445	0.966
0.49	0.555	0.865	0.45	0.57	1.02	0.938	1.046	1.584	0.974
0.5	0.561	0.861	0.458	0.578	1.03	0.952	1.044	1.803	0.982
0.51	0.568	0.866	0.465	0.586	1.04	969	1.04	2.242	0.991
0.52	0.574	0.871	0.472	0.594					
0.53	0.581	0.876	0.479	0.602					

Nota:

Qo = Caudal a tubo lleno

Q = Caudal de diseño

Y = d = Profundidad de lamina

φ = D = Diámetro de la tubería

Vo = Velocidad a tubo lleno

V = Velocidad real

Ao = Área a tubo lleno

A = Área del agua

Fuente: Pérez, (2010, p.182). Recuperado de Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones.

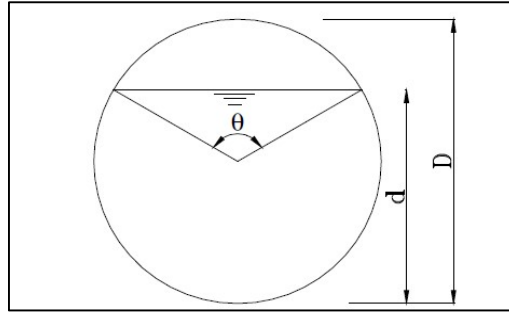
Haciendo uso de la función “*BUSCAR*” que proporciona la hoja de cálculo, se tiene una relación (d/D) para el tramo P05-P03 de:

$$[17]_{P0} = 0.52$$

Columna [18]: Altura de la lámina de agua (m)

Figura 17.

Sección circular que relaciona las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.



Nota: La figura indica los parámetros de calado, diámetro y ángulo central de la tubería.

Fuente: J. Gómez, 2006. Flujo en tuberías a sección parcialmente llena (p. 28).

Entonces tenemos que:

$$d = \frac{d}{D} * D \quad \text{Ec. 4.10.2.11}$$

Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[18]_{P05-P} = [17]_{P05-P03} * [12]_{P05-P}$$

$$[18]_{P05-P0} = 0.52 * 0.30 \, m = 0.155 \, m$$

Columna [19]: Ángulo central Θ (radianes)

Adicionalmente de la figura 17 se establecen las relaciones hidráulicas para la sección parcialmente llena. Se calcula con las siguientes ecuaciones:

Ángulo Central Θ (radianes):

$$\Theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2*d}{D}\right) \quad \text{Ec. 4.10.2.12}$$

Para el tramo P05-P03 será:

$$[19]_{P05-P} = 2\arccos\left(1 - \frac{2 * [18]_{P05-P03}}{[12]_{P05-P03}}\right)$$

$$[19]_{P05-P03} = 2\arccos\left(1 - \frac{2 * 0.155\text{m}}{0.30\text{m}}\right) = 3.205 \text{ radianes}$$

Columna [20]: Área mojada (m²)

Para secciones circulares que funcionan como canales, se utiliza la ecuación:

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen}\theta) \quad \text{Ec. 4.10.2.13}$$

Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[20]_{P05-P0} = \frac{([12]_{P05-P03})^2}{8} * ([19]_{P05-P} - \text{sen}[19]_{P05-P03})$$

$$[20]_{P05-P} = \frac{(0.30\text{m})^2}{8} * (3.205 - \text{sen}3.205) = 0.0368\text{m}^2$$

Columna [21]: Perímetro mojado (m)

Para secciones circulares, el perímetro mojado se calcula con la ecuación:

$$P = \frac{\theta * D}{2} \quad \text{Ec. 4.10.2.14}$$

Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$[21]_{P05-P} = \frac{[19]_{P05-P03} * [12]_{P05-P03}}{2}$$

$$[21]_{P05-P} = \frac{3.205 \text{ rad.} * 0.30\text{m}}{2} = 0.481\text{m}$$

Columna [22]: Radio hidráulico (m)

Para secciones circulares se calcula con la siguiente expresión:

$$RH = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right) \quad \text{Ec. 4.10.2.15}$$

Para el tramo PZ6 – PZ7 se tiene:

$$[22]_{P05-P03} = \frac{[12]_{P05-P}}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen}[19]_{P05-P03}}{[19]_{P05-P03}}\right)$$

$$[22]_{P05-P} = \frac{0.30\text{m}}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen}3.205}{3.205}\right) = 0.076\text{m}$$

Columna [23]: Velocidad de flujo en tubería (m/s)

Para el cálculo de la velocidad se utiliza la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 4.10.2.7}$$

Para el tramo PZ6 – PZ7 se tiene:

$$[23]_{P05-P03} = \frac{1}{0.011} * [22]_{P05-P03}^{\frac{2}{3}} * [9]_{P05-P03}^{\frac{1}{2}}$$

$$[23]_{P05-P03} = \frac{1}{0.011} * (0.076\text{m})^{\frac{2}{3}} * (4.20\%)^{\frac{1}{2}} = 3.36 \text{ m/s}$$

Nota: La velocidad de flujo en la tubería no debe ser superior a la velocidad máxima permisible del material. En este caso, para tuberías de PVC, la velocidad máxima será de 7.5 m/s.

Columna [24]: Tiempo de flujo (s)

Como se explicó anteriormente, el tiempo de flujo se lo calcula con la siguiente expresión:

$$T_c (\text{min}) = \frac{\text{Longitud de tubería (m)}}{\text{Velocidad de flujo } \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right) * 60} \quad \text{Ec. 4.10.2.1}$$

Para el tramo P05-P03 tiene el aporte de la tubería (P04-P05) entonces:

$$[25]_{P05-P03} = \frac{[3]_{P05-P}}{[23]_{P05-P03} * 60}$$

$$[25]_{P05-P03} = \frac{69.3 \text{ m}}{3.36 \text{ m/s} * 60} = 0.34 \text{ min}$$

Nota: Cuando a un tramo de tubería llegan 2 caudales afluentes (2 tramos), se debe escoger el tiempo de concentración mayor.

Columna [25]: Carga de velocidad (m)

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{V^2}{2*g} = \frac{[23]_{P05-P03}^2}{2*9.81 \text{ m/s}^2} \quad \text{Ec. 4.10.2.16}$$

$$[25]_{P05-P03} = \frac{(3.36 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.574 \text{ m}$$

Columna [26]: Esfuerzo cortante medio (N/m²)

Con el esfuerzo cortante se verifica el comportamiento autolimpieza del flujo y se evita la sedimentación de sólidos. El esfuerzo deber ser mayor a 1.0 N/m².

$$\tau = \gamma * R_h * S \quad \text{Ec. 4.10.2.17}$$

$$[26]_{P05-P03} = \gamma * [22]_{P05-P} * [9]_{P05-P03}$$

$$[26]_{P05-P03} = 9810 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0.076 \text{ m} * 4.2\% = 31.52 \text{ N/m}^2 > 1.00 \text{ N/m}^2 \quad \text{OK}$$

Columna [27]: Energía específica (m)

Es la suma de carga de velocidad y lámina de agua. Se calcula con la expresión:

$$E = d + \frac{V^2}{2*g} \quad \text{Ec. 4.10.2.18}$$

Para el tramo P05 – P03 se tiene:

$$[27]_{P05-P03} = [18]_{P05-P03} + [25]_{P05-P}$$

$$[27]_{P05-P03} = 0.155 \text{ m} + 0.574 \text{ m} = 0.729 \text{ m}$$

Columna [28]: Espejo de agua (m)

Para tuberías sección circular se calcula con la siguiente expresión:

$$T = 2 * \sqrt{d * (D - d)} \quad \text{Ec. 4.10.2.19}$$

Para el tramo P05-P03 se tiene:

$$[28]_{P05-P03} = 2 * \sqrt{[18]_{P05-P} * ([12]_{P05-P03} - [18]_{P05-P})}$$

$$[28]_{P05-P} = 2 * \sqrt{0.155 \text{ m} * (0.30\text{m} - 0.155 \text{ m})} = 0.30\text{m}$$

Columna [29]: Profundidad hidráulica en la sección de flujo (m)

Es la relación entre el área mojada y el espejo de aguas.

$$H = \frac{A}{T} \quad \text{Ec. 4.10.2.20}$$

Para el tramo P05 – P03 se tiene

$$[29]_{P05-P} = \frac{[20]_{P05-P03}}{[28]_{P05-P03}}$$

$$[29]_{P05-P03} = \frac{0.0368\text{m}^2}{0.30\text{m}} = 0.123 \text{ m}$$

Columna [30]: Número de Froude

Sirve para caracterizar al flujo de agua, y tiene 3 condiciones según su valor.

$Fr > 1$: El flujo es supercrítico,

$Fr = 1$: El Flujo es crítico, y

$Fr < 1$: El flujo es subcrítico.

Para la obtención de su valor, se ayuda de la siguiente expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot H}} \quad \text{Ec. 4.10.2.21}$$

Para el tramo P05 – P03 se tiene

$$[30]_{P05-P03} = \frac{[23]_{P05-P03}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * [29]_{P05-P}}}$$

$$[30]_{P05-P03} = \frac{3.36 m/s}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.123 m}} = 3.06$$

Por tanto, el flujo en este tramo es supercrítico ($Fr > 1$).

Columna [31] y [32]: Velocidad mínima (m/s) y Esfuerzo cortante (N/m^2)

En esta columna se calcula la velocidad mínima que es genera por el caudal sanitario de diseño ($Q_{\text{sanitario}}$). El procedimiento es el mismo que se siguió para la obtención de la velocidad de flujo en la tubería, solo que los parámetros hidráulicos K , d/D , d , A , P , R_h y F_t (τ) están en función de $Q_{\text{sanitario}}$. El cálculo de esto comprende las columnas [39], [40], [41], [42], [43], [44], [45], [46] y [47].

Esta velocidad mínima se verifica utilizando ($V \geq 0.45 \text{ m/s}$ ó $F_t \geq 1 \text{ N/m}^2$)

$$[31][46]_{P05-P03} = 0.07 \text{ m/s} < 0.45 \text{ m/s} \quad \text{NO SE CUMPLE}$$

$$[47]_{P05-P} = 3.23 \text{ N/m}^2 > 1.00 \text{ N/m}^2 \quad \text{OK}$$

Se determina un coeficiente K sirve para hallar el valor de (d/D) , en la tabla utilizada en la EPMAPS.

$$Q = 0.312 * \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad \text{Ec. 4.10.2.22}$$

$$K = \left(\frac{Q_{\text{sanitario}} * n}{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}} \right) \quad \text{Ec. 4.10.2.23}$$

Tabla 21.

Relación entre lámina de agua y diámetro de la tubería (d/D).

K	d/D	K	d/D	K	d/D	K	d/D	K	d/D	K	d/D
0.00001	0.010	0.10500	0.400	0.29690	0.780	0.57500	1.160	0.80500	1.540	1.03000	1.920
0.00020	0.020	0.11000	0.410	0.30080	0.790	0.58100	1.170	0.80900	1.550	1.04000	1.930
0.00050	0.030	0.11470	0.420	0.30450	0.800	0.58700	1.180	0.81400	1.560	1.05000	1.940
0.00090	0.040	0.11960	0.430	0.30820	0.810	0.59300	1.190	0.82100	1.570	1.05000	1.950
0.00150	0.050	0.12450	0.440	0.31180	0.820	0.59900	1.200	0.82800	1.580	1.06000	1.960
0.00220	0.060	0.12980	0.450	0.31510	0.830	0.60500	1.210	0.83400	1.590	1.07000	1.970
0.00310	0.070	0.13480	0.460	0.31820	0.840	0.61100	1.220	0.84100	1.600	1.08000	1.980
0.00100	0.080	0.14010	0.470	0.32120	0.850	0.61700	1.230	0.84800	1.610	1.08000	1.990
0.00520	0.090	0.14520	0.480	0.32400	0.860	0.62300	1.240	0.85400	1.620	1.08000	2.000
0.00650	0.100	0.15050	0.490	0.32640	0.870	0.62900	1.250	0.86100	1.630	1.09000	2.010
0.00790	0.110	0.15580	0.500	0.32860	0.880	0.63500	1.260	0.86600	1.640	1.10000	2.020
0.00950	0.120	0.16100	0.510	0.33070	0.890	0.64100	1.270	0.87000	1.650	1.10000	2.030
0.01130	0.130	0.16640	0.520	0.33240	0.900	0.64700	1.280	0.87500	1.660	1.11000	2.040
0.01310	0.140	0.17150	0.530	0.33360	0.910	0.65300	1.290	0.88100	1.670	1.12000	2.050
0.01520	0.150	0.17720	0.540	0.33450	0.920	0.65900	1.300	0.88800	1.680	1.12000	2.060
0.01730	0.160	0.18250	0.550	0.33500	0.930	0.66500	1.310	0.89500	1.690	1.13000	2.070
0.01960	0.170	0.18780	0.560	0.33530	0.940	0.67100	1.320	0.90200	1.700	1.14000	2.080
0.02200	0.180	0.19330	0.570	0.33490	0.950	0.67700	1.330	0.90800	1.710	1.14000	2.090
0.02470	0.190	0.19870	0.580	0.33400	0.960	0.68300	1.340	0.91500	1.720	1.14000	2.100
0.02730	0.200	0.20410	0.590	0.33220	0.970	0.68900	1.350	0.92200	1.730	1.15000	2.110
0.03010	0.210	0.20920	0.600	0.32910	0.980	0.69300	1.360	0.92900	1.740	1.16000	2.120
0.03330	0.220	0.21460	0.610	0.32480	0.990	0.70000	1.370	0.93300	1.750	1.16000	2.130
0.03590	0.230	0.21990	0.620	0.31170	1.000	0.70600	1.380	0.93700	1.760	1.17000	2.140
0.03940	0.240	0.22520	0.630	0.48600	1.010	0.71300	1.390	0.94200	1.770	1.18000	2.150
0.04270	0.250	0.23020	0.640	0.49200	1.020	0.72000	1.400	0.94900	1.780	1.18000	2.160
0.04640	0.260	0.23580	0.650	0.49800	1.030	0.72600	1.410	0.95500	1.790	1.19000	2.170
0.04970	0.270	0.24070	0.660	0.50400	1.040	0.73300	1.420	0.96200	1.800	1.19000	2.180
0.05360	0.280	0.24600	0.670	0.51000	1.050	0.74000	1.430	0.96900	1.810	1.20000	2.190
0.05710	0.290	0.25100	0.680	0.51600	1.060	0.74500	1.440	0.97600	1.820	1.21000	2.200
0.06100	0.300	0.25600	0.690	0.52200	1.070	0.75000	1.450	0.98200	1.830	1.22000	2.210
0.06500	0.310	0.26080	0.700	0.52700	1.080	0.75400	1.460	0.98900	1.840	1.22000	2.220
0.06900	0.320	0.26530	0.710	0.53300	1.090	0.76000	1.470	0.99600	1.850	1.22000	2.230
0.07360	0.330	0.27020	0.720	0.54000	1.100	0.76700	1.480	0.99800	1.860	1.23000	2.240
0.07760	0.340	0.27510	0.730	0.54600	1.110	0.77400	1.490	1.00000	1.870	1.24000	2.250
0.08640	0.360	0.27940	0.740	0.55200	1.120	0.78000	1.500	1.01000	1.880		
0.09090	0.370	0.28400	0.750	0.55800	1.130	0.78700	1.510	1.01000	1.890		
0.09550	0.380	0.28880	0.760	0.56300	1.140	0.79400	1.520	1.02000	1.900		
0.10200	0.390	0.29300	0.770	0.56900	1.150	0.80100	1.530	1.03000	1.910		

Nota:

d = Profundidad de lamina

D = Diámetro de la tubería

Fuente: Bolaños, (2020, p. 202). Recuperado de Diseño definitivo del sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales para el Barrio Valencia, Parroquia Pintag, Cantón Quito, Provincia de Pichincha.

✓ Cotas.

Columna [33]: Cotas del terreno o rasante

En esta columna se especifican las cotas o elevaciones sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) que tienen los pozos ya definidos en el proyecto. Estas cotas se obtienen mediante el levantamiento topográfico de los ejes viales.

Columna [34]: Cotas del proyecto

Esta columna se ubica las cotas de proyecto según la pendiente que tendrá la tubería.

✓ Profundidad del Pozo.

Columna [35] y [36]: Profundidad del pozo inicial y pozo final

En tramos iniciales se adopta una profundidad de pozo de 1.80 m; esto se da debido a la profundidad mínima de tapada (1.50 m) y diámetro mínimo utilizado en alcantarillado (0.30 m).

El diseñador debe tomar en cuenta que la profundidad de los pozos debe considerar la cota a la que llegaran las acometidas domiciliarias y los diferentes ramales de tubería, tomando siempre la profundidad mayor.

Columna [34]: Cotas del proyecto

Esta columna se ubica las cotas de proyecto según la pendiente que tendrá la tubería.

Estas cotas se dan en función de las profundidades que tienen los pozos de inicio y llegada.

Columna [37]: Salto (m)

En terrenos con pendientes topográficas grandes en los que no se cumplan las condiciones de velocidades máximas permitidas o por cambio de sección en la tubería, debe incluirse un salto en la altura del pozo de revisión de modo que se produzca una disipación de energía (EMAAP, 2009).

Columna [38]: Material

En esta columna se identifica el material que tiene la tubería en su diseño hidráulico, así también de conocimiento de su coeficiente de rugosidad. En el actual tramo P05-P03 se trabaja en PVC.

4.11. Modelamiento de la Red en Bentley SewerGEMS®

Un método para asegurar el funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado es la utilización de cualquier software computacional que permita comprobar los resultados obtenidos.

Es por ello, que la red diseñada mediante las hojas de cálculo de paquete computacional Windows Microsoft Excel ® serán analizadas en el software Bentley SewerGEMS ®. A continuación, se describe algunas particularidades que tiene el software de modelamiento.

4.11.1. Particularidades de Software Bentley SewerGEMS®

El software Bentley SewerGEMS® es un programa de modelamiento de diseño y análisis de redes de alcantarillado.

Características del software:

- **Asignación y cálculo de cargas sanitarias:** se puede utilizar la aplicación de hidrogramas o cargas unitarias de aguas residuales mediante una biblioteca personalizada y completa (Environmental XPRT, 2019).
- **Asignación y cálculo de cargas pluviales:** tiene a la disponibilidad el ingreso de curvas de Intensidad-Frecuencia-Duración (I-D-F) de eventos de precipitación o la asignación de cargas unitarias pluviales por medio de la biblioteca (Environmental XPRT, 2019).
- **Análisis y diseño del sistema hidráulico:** el software tiene la capacidad de diseñar los elementos principales de la red, tales como pozos de revisión y tuberías de conducción.

Esto facilita el diseño de pequeñas redes, pero no es recomendable al diseñar redes de longitudes superiores. También el software tiene la capacidad de análisis la red con elementos de diseño especificados por el profesional, como lo son cotas de terreno y proyecto de tuberías y pozos, diámetros y longitudes de tubería de conducción; ubicación geográfica de pozos de revisión, sentido de circulación de flujo y cargas de caudal combinado (Environmental XPRT, 2019).

4.11.2. Definición de Parámetros Hidráulicos Mínimos en el Modelo (Default Desing Constraints)

En el modelo se definen los parámetros hidráulicos mínimos que debe cumplir una red de alcantarillado combinado especificados en el apartado 4.6. Los parámetros hidráulicos se los ingresa en el menú “Analysis” → opción “Default Desing Constraints”.

Se desplegará una ventana de ingreso de estos parámetros mínimos y máximos para el diseño de la red:

En la figura 18 se ingresan las velocidades máximas y mínimas según la norma de la EMAAP

Figura 18.

Velocidad “Velocity”.

Velocity	Cover	Slope	Tractive Stress
Velocity Constraints Type: Simple ▼			
Velocity (Minimum):		0.45	m/s
Velocity (Maximum):		7.50	m/s

Nota: La figura indica el ingreso de recubrimiento de zanja.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

En la figura 19 se ingresan los recubrimientos máximos y mínimos según la norma de la EMAAP, esto depende sobre todo de la topografía del terreno y condición de subsuelo:

Figura 19.

Recubrimiento mínimo de tubería “Cover”.

Velocity	Cover	Slope	Tractive Stress
<input type="checkbox"/> Consider Cover Along Pipe Length?			
Active Terrain Model:		<none>	
Measure Cover To:		Pipe Crown	
Cover Constraints Type:		Simple	
Cover (Minimum):		1.50	m
Cover (Maximum):		5.00	m

Nota: La figura indica el ingreso de recubrimiento de zanja.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

En la figura 20 se ingresan los valores de pendientes máximas y mínimas según la norma de la EMAAP, esto depende sobre todo de la topografía del terreno.

Figura 20.

Pendiente de proyecto “Slope”.

Velocity	Cover	Slope	Tractive Stress
Slope Constraints Type:		Simple	
Slope (Minimum):		0.500	%
Slope (Maximum):		50.000	%

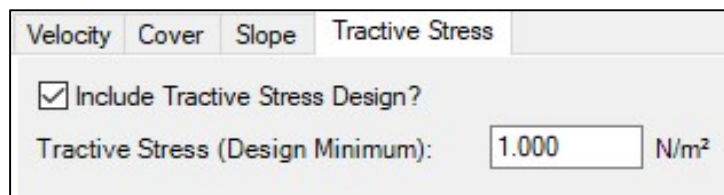
Nota: La figura indica el ingreso de pendiente de zanja.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

En la figura 21 se ingresan el valor de mínimo de esfuerzo tractive de sólidos según la norma de la EMAAP.

Figura 21.

Esfuerzo Tractivo de sólidos “Tractive stress”.



Velocity	Cover	Slope	Tractive Stress
<input checked="" type="checkbox"/> Include Tractive Stress Design?			
Tractive Stress (Design Minimum):			1.000 N/m ²

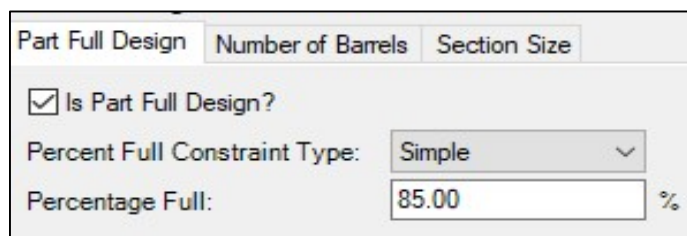
Nota: La figura indica el ingreso de esfuerzo tractivo de sólidos.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

En la figura 22 se ingresa el porcentaje de llenado (Qdiseño/Qlleno) según la norma de la EMAAP.

Figura 22.

Capacidad hidráulica de llenado de tubería “Part Full Desing”.



Part Full Design	Number of Barrels	Section Size
<input checked="" type="checkbox"/> Is Part Full Design?		
Percent Full Constraint Type:		Simple
Percentage Full:		85.00 %

Nota: La figura indica el ingreso de porcentaje de llenado.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

4.11.3. Catálogo de Tuberías (Conduit Catalog)

Para acceder al catálogo de tuberías, se ingresa mediante el menú “Components” → opción “Catalog” → opción “Conduit Catalog”.

Se despliega una nueva ventana en donde se ingresan las tuberías que se desea tome en cuenta el software. En este caso, la red diseñada se utilizará tuberías de 300, 400, 500 y 800 mm. Además, se ingresa el tipo de material que tiene la tubería, (en este caso PVC) y también el coeficiente de rugosidad de manning “n” (para PVC; $n = 0.011$), como se puede ver en la figura 23.

Figura 23.*Ingreso de datos de las tuberías.*

Conduit Library Notes

Conduit Shape

Conduit Shape: Circle

Catalog Conduit Class Sizes

	Label	Available for Design	Inside Diameter (mm)	Manning's n
1	300 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	300.0	0.011
2	400 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	400.0	0.011
3	500 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	500.0	0.011
4	600 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	600.0	0.011
5	800 mm	<input checked="" type="checkbox"/>	800.0	0.011
6		<input type="checkbox"/>		

Class Availability

☒ Available For Design?

Roughness

Material: PVC

Nota: La figura indica el ingreso de diámetros de tuberías.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

4.11.4. Importación de Topografía

Para cargar las curvas de nivel del terreno, líneas de eje de la tuberías y lotes del barrio, se utilizó 3 archivo de dibujo en formato .DXF obtenidos por el software Autodesk AutoCAD Civil 3D ®. Estos archivos se lo cargan al software de modelamiento siguiendo el procedimiento según (Lerma, 2018).

Este este procedimiento también se indica la creación de los pozos de revisión (Manhole) con sus respectivas cotas de terreno (Elevation Ground), creación de los emisarios finales (Outfall) con sus respectivas cotas de terreno y las tuberías de conducción (Conduit) con sus longitudes correspondientes.

4.11.5. Cotas y Ubicación de Pozos de Revisión (Manhole) y Emisarios Finales (Outfall)

El software tiene un margen de error de ± 0.30 m respecto a la cota real de terreno que se conoce, este problema se lo puede modificar en las propiedades de cualquier “Manhole”, en la opción “Physical” → Update Ground Elevation → opción “True” → introducir el valor de cota de elevación.

En este menú también se puede introducir el valor de la cota de fondo del pozo (Elevation “Invert”), esta cota es la obtenida en el diseño realizado anteriormente por las hojas de cálculo.

Es procedimiento se lo va haciendo en todos los “Manhole” y “Outfall” propuestos en la red.

Una vez realizado este procedimiento, tenemos cargado las cotas de terreno, cotas fondo de los pozos, como sus ubicaciones geográficas (ver tabla 24). Para tener conocimiento de las propiedades físicas de estos elementos, nos situamos en el menú “Home” → opción “Flex Tables” → opción “Manhole” u “Outfall”.

Figura 24.

Propiedades de los pozos de revisión.

	ID	Label	Cota de Terreno (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Cota de Tapa (Pozo) (m)	Bolted Cover?	Cota de Fondo (Pozo) (m)	X (m)	Y (m)
35: PZ-84	35	PZ-84	2 762.08	<input checked="" type="checkbox"/>	2 762.08	<input type="checkbox"/>	2 755.84	510 033.60	9 994 207.50
36: PZ-I	36	PZ-I	2 762.40	<input checked="" type="checkbox"/>	2 762.40	<input type="checkbox"/>	2 755.50	510 036.66	9 994 210.68
38: PZ-56	38	PZ-56	2 726.44	<input checked="" type="checkbox"/>	2 726.44	<input type="checkbox"/>	2 724.63	509 986.96	9 994 492.14
41: PZ-43A	41	PZ-43A	2 750.33	<input checked="" type="checkbox"/>	2 750.33	<input type="checkbox"/>	2 748.54	509 906.84	9 994 504.32
42: PZ-43	42	PZ-43	2 748.33	<input checked="" type="checkbox"/>	2 748.33	<input type="checkbox"/>	2 746.32	509 911.64	9 994 508.42
44: PZ-50	44	PZ-50	2 741.23	<input checked="" type="checkbox"/>	2 741.23	<input type="checkbox"/>	2 739.43	509 842.34	9 994 584.68
45: PZ-51	45	PZ-51	2 739.90	<input checked="" type="checkbox"/>	2 739.90	<input type="checkbox"/>	2 737.33	509 846.00	9 994 590.91
47: PZ-16	47	PZ-16	2 750.59	<input checked="" type="checkbox"/>	2 750.59	<input type="checkbox"/>	2 748.76	509 748.07	9 994 610.80
48: PZ-15	48	PZ-15	2 749.64	<input checked="" type="checkbox"/>	2 749.64	<input type="checkbox"/>	2 747.74	509 750.14	9 994 617.80
50: PZ-102	50	PZ-102	2 736.81	<input checked="" type="checkbox"/>	2 736.81	<input type="checkbox"/>	2 735.00	509 992.94	9 994 455.03

Nota: La figura indica el ingreso de cotas y coordenadas geográficas de los pozos de revisión.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

En esta ventana se mostrará el nombre (Label) que tenemos para cada pozo, cota de terreno, cota de tapa (pozo), cota de fondo (pozo) y sus coordenadas (X, Y).

En el Anexo F se indican las cotas de terreno, cota de fondo y coordenadas de ubicación de los pozos de revisión.

4.11.6. Cotas y Diámetro de Tuberías de Conducción (Conduit)

Las cotas de tubería tanto a la salida como la llegada, es importante verificar que tengan el valor indicado en la hoja de cálculo, con ello nos aseguramos que el comportamiento hidráulico de la tubería sea lo más parecido al obtenido en el cálculo analítico.

Para modificar las cotas de salida y llegada de las tuberías, así como también su diámetro y material, seleccionamos una tubería cualquiera, en sus propiedades la opción “Physical”:

- Para establecer el diámetro y material:
 - Opción “Conduit Tye” → opción “Catalog Conduit”.
 - Opción “Catalog Class” → opción “Circle PVC”.
 - Opción “Size” → indicamos el diámetro de la tubería obtenida en la hoja de cálculo.

Automáticamente se cargarán las características de la tubería (Material, Manning’s) como se lo hizo en catálogo de tuberías (Conduit Catalog).

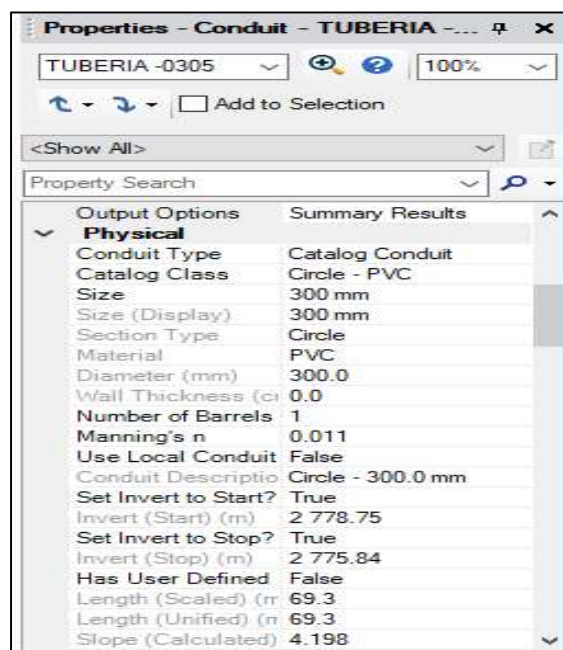
- Para introducir los valores de cota de salida y llegada de tubería:
 - Opción “Set Invert to Start?” → opción “True”.
 - Opción “Invert Start (m)” → introducimos el valor de cota de salida.
 - Opción “Set Invert to Stop?” → opción “True”.
 - Opción “Invert Stop (m)” → introducimos el valor de cota de llegada.

Es necesario comprobar que el valor de pendiente de proyecto que tenga la tubería sea aproximadamente igual a la pendiente obtenida en la hoja de cálculo. El software la calcula

automáticamente en la opción “Slope”. En la figura 25 se muestra las propiedades que tendrá la tubería seleccionada por el usuario.

Figura 25.

Propiedades de las tuberías de la red de alcantarillado.



Nota: La figura indica las propiedades físicas de las tuberías.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

4.11.7. Introducción de Cargas Unitarias de Caudal Combinado (Inflow Control Center)

Una vez ya realizado todos estos cambios geométricos de los elementos Manhole, Outfall y Conduit, se procede a introducir las cargas de caudal combinado en su respectivo pozo.

Para introducir las cargas de caudal, nos dirigimos al menú “Components” → opción “Loading” → opción “Inflow Control Center”.

Se desplegará una ventana y su opción “New” añadimos los pozos (Manhole) involucrados en la red con la opción “Add Inflows”.

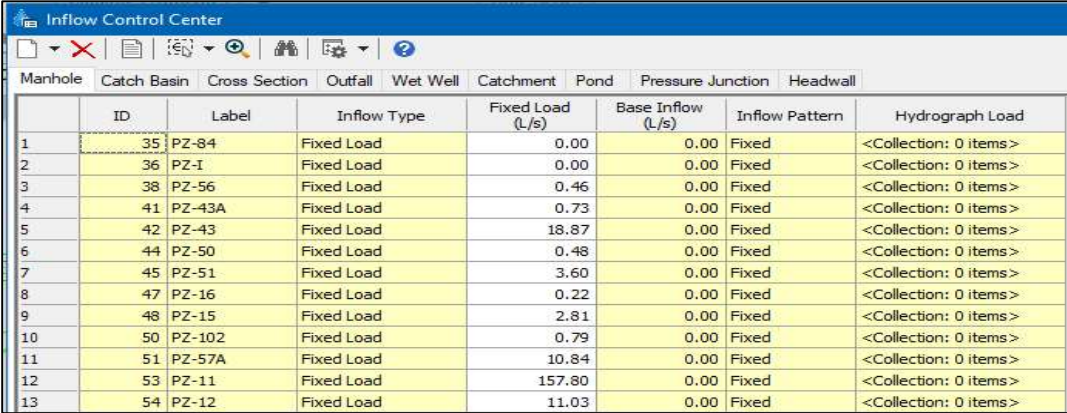
Desde el área del dibujo, se pican los pozos (Manhole) que tiene la red. Una vez seleccionados todos los pozos, clic en “visto” y se cargarán los pozos al “Inflow Control Center”.

Una vez cargado, se creará una tabla que contiene todos los pozos seleccionados. En la columna “Fixed Load” se ingresa el caudal unitario correspondiente para cada pozo. Cabe decir que el software al momento del procesamiento del modelo, acumulará automáticamente los caudales unitarios; es preciso tener en cuenta que el diseño en las hojas de cálculo, los caudales son acumulativos para realizar el diseño hidráulico de las tuberías. En el Anexo G se indica el reporte de los caudales introducidos para cada pozo.

El caudal unitario correspondiente a cada pozo, es el caudal combinado generado en cada área de aportación, el mismo que es recogido y transportado por las diferentes ramificaciones de la red de alcantarillado (ver figura 26).

Figura 26.

Ingreso de cargas unitarias a los pozos del proyecto.



Manhole	Catch Basin	Cross Section	Outfall	Wet Well	Catchment	Pond	Pressure Junction	Headwall
	ID	Label	Inflow Type	Fixed Load (L/s)	Base Inflow (L/s)	Inflow Pattern	Hydrograph Load	
1	35	PZ-84	Fixed Load	0.00	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
2	36	PZ-I	Fixed Load	0.00	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
3	38	PZ-56	Fixed Load	0.46	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
4	41	PZ-43A	Fixed Load	0.73	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
5	42	PZ-43	Fixed Load	18.87	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
6	44	PZ-50	Fixed Load	0.48	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
7	45	PZ-51	Fixed Load	3.60	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
8	47	PZ-16	Fixed Load	0.22	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
9	48	PZ-15	Fixed Load	2.81	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
10	50	PZ-102	Fixed Load	0.79	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
11	51	PZ-57A	Fixed Load	10.84	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
12	53	PZ-11	Fixed Load	157.80	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	
13	54	PZ-12	Fixed Load	11.03	0.00	Fixed	<Collection: 0 items>	

Nota: La figura indica el ingreso cargas unitarias a los pozos de revisión.

Fuente: Elaborado por autores a través de Bentley SewerGEMS®.

4.11.8. Resultados de Análisis de Modelamiento de la Red

Los resultados más importantes a verificar es la velocidad de flujo, capacidad de llenado, calado de la lámina de agua y esfuerzo tractivo de sólidos.

Para procesar el modelo, se dirige al menú “Home” → opción “Compute”.

El software de modelamiento entrega un previo reporte de problemas encontrados en la construcción de proyecto; para obtener esta serie de problemas, se puede dirigir al menú “Home” → opción “Validate”. Son problemas que se deben verificar y solucionar para un correcto procesamiento del modelo.

En este reporte se le pueden presentar algunos problemas comunes tales como:

- La capacidad de llenado es mayor al valor máximo establecido.
- La pendiente de terreno es mayor o menor a los valores establecidos.
- La velocidad de flujo es mayor o menor a los valores establecidos.
- Error de sentido de flujo.
- Problemas en unión de conducto – pozo de revisión”.
- No se cumple la cobertura mínima de tubería (tapada de tubería).
- Entre otros.

Una vez procesado el modelo, los resultados se los visualiza dirigiéndose al menú “Home” → opción “Flex Tables” → opción “Conduit”. Se desplegarán los resultados obtenidos para cada tubería de la red y con ello se sabrá el comportamiento hidráulico de cada una.

En el Anexo H se indica el reporte parámetros hidráulicos de cada tubería de la red.

4.11.9. Comparación de Resultados de Modelamiento Bentley SewerGEMS® y Resultados Analíticos

La comparación de algunos parámetros hidráulicos que definen el buen comportamiento de las tuberías reflejados en el diseño en la hoja de cálculo y el modelamiento en SewerGEMS®

son los siguientes: velocidad de Flujo “V”, capacidad de llenado “Qd/Qo” y el calado “d”. Estos parámetros son los más relevantes ya que indican el comportamiento hidráulico idóneo del flujo en la red de alcantarillado.

En el Anexo I se indica la comparación de estos parámetros en cada tramo de tubería.

Es notable que al comparar valores en lo que se trata en velocidad de Flujo “V” existe similitud entre ambos resultados; también se observa similitud entre los resultados de capacidad de llenado “Qd/Qo”, pero en lo que se trata en el resultado de calado “d”, hay discrepancia entre los valores.

El problema es que, el diseño que se realiza en la hoja de cálculo tiene un procedimiento considerando que el flujo es uniforme, es decir que no tiene comportamiento irregular en su lámina de agua, mientras que el software analiza la red como un flujo gradualmente variado en donde se tiene el comportamiento real de la lámina de superficie libre en caída. Esto es destacable ya que al realizar una red de alcantarillado en donde sus pendientes de proyecto son fuertes ($S > 20\%$), el flujo dentro de las tuberías no se va comportar como un flujo uniforme, sino que el flujo tendrá otro comportamiento.

Con ello, la herramienta de modelamiento nos indica que el comportamiento en cuanto a la lámina de agua dentro de las tuberías es incorrecto, pero esto no origina un verdadero problema, ya que los resultados de la lámina de agua obtenidas en el software son solamente al inicio del tramo y son iguales o inferiores al diámetro de conducto, luego la lámina tiene una línea de superficie de caída que va minorando (flujo supercrítico) al aumentar su velocidad de flujo.

4.12. Diseño de Separadores de Caudal (Vertedero Lateral)

El separador de caudal es una estructura prevista para evacuar caudales de agua servida diluida producidas en el área de proyecto y conducir las a su disposición final, para evitar la sobrecarga de la red aguas abajo y contaminación del cauce receptor (EMAAP, 2009).

El vertedero lateral es una estructura de desfogue que permite aliviar una carga elevada de caudal en el que su dimensionamiento debe ser adecuado para impedir tanto el vertido de las aguas negras en tiempo de estiaje y el paso excesivo de caudal diluido.

4.12.1. Proporción de Disolución (Caudal Residual – Caudal Combinado)

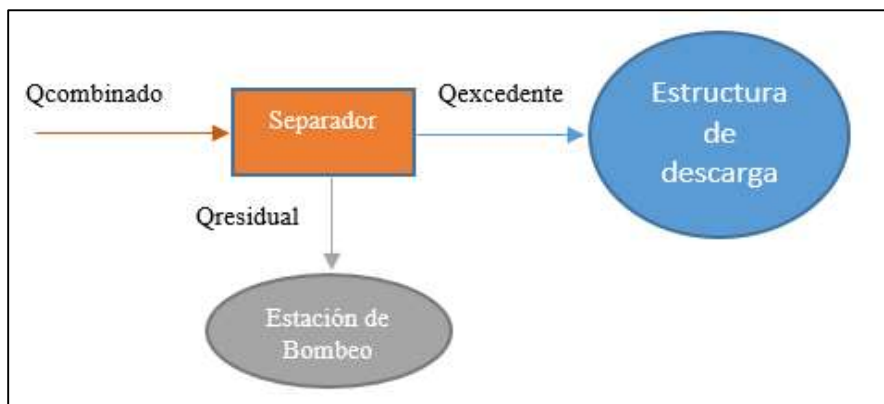
Silva (1981) en su libro “*Diseño de Acueductos y Alcantarillados*” recomienda una proporción de disolución entre ambos caudales. Cuando no haya una vertiente de río cercana a la red, se debe asegurar una disolución de las aguas negras al mezclarse con las aguas lluvia. Esta proporción de disolución de mezcla entre 1:2 y 1:5. (p. 237)

4.12.2. Diseño Hidráulico del Separador de Caudal Lateral Doble (Pozo 99)

El separador de caudal lateral en el pozo 99 de la red (ver figura 27), se lo diseña con el objetivo de separar el caudal combinado y conducir el agua servida diluida hacia la estación de bombeo. Además, permite desviar el caudal excedente producido por eventos de precipitación hacia la estructura de descarga.

Figura 27.

Esquema de implantación del separador de caudal en P99.



Nota: La figura indica la implantación del separador de caudales en la red.

Fuente: Elaborado por autores.

El cálculo de la longitud de vertedero, se determina con el método empleado por Silva (1981). En la siguiente tabla se indican los caudales que llegan al pozo 99 en tiempo de estiaje e invernal; así como también el diámetro de la tubería de llegada y su respectiva pendiente según el diseño hidráulico realizado:

Tabla 22.

Datos del conducto de llegada al separador P99.

Descripción	Magnitud
Caudal Combinado (m ³ /s)	1.013
Caudal Residual (m ³ /s)	0.0606
Diámetro (m)	0.8000
Pendiente (m/m)	0.0080

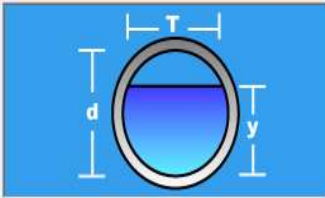
Fuente: Elaborado por autores.

Para la utilización de las fórmulas es necesario conocer parámetros hidráulicos como la profundidad de lámina de agua aguas arriba y abajo, velocidad de entrada y caudal a verter.

Figura 28.

Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P99.

Datos:	
Caudal (Q):	1.01329 m ³ /s
Diámetro (d):	0.8 m
Rugosidad (n):	0.011
Pendiente (S):	0.008 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.5050 m	Perímetro mojado (p):	1.4690 m
Área hidráulica (A):	0.3343 m ²	Radio hidráulico (R):	0.2276 m
Espejo de agua (T):	0.7720 m	Velocidad (v):	3.0309 m/s
Número de Froude (F):	1.4705	Energía específica (E):	0.9732 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Nota: La figura indica los parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P99.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador: en la figura 28, se observa el cálculo realizado por el software HCANALES® en el cual se determinan los parámetros hidráulicos principales de tubería de llegada al separador de cual, según su caudal, diámetro, rugosidad y pendiente. Obteniendo los siguientes resultados:

Tirante normal (profundidad aguas arriba): 0.505 m,

Velocidad (aguas arriba): 3.03 m/s,

Número de Froude: 1.47 (flujo supercrítico),

Carga de velocidad: $0.505m + \frac{(3.03 \text{ m/s})^2}{2 \cdot g} = 0.97 \text{ m}.$

Caudal a conducir: el caudal a conducir es la disolución de aguas residuales en una proporción entre 1:2 y 1:5. Esto quiere decir que el caudal residual será 2 o 5 veces más alto que su valor real, a fin de cumplir la disolución de sólidos loables (Silva, 1981). Tomándose una relación de 1:3; siendo el caudal de aguas negras diluido (Qs'):

$$Q_{s'} = 3 * Q_{\text{sanitario}} \quad \text{Ec. 4.12.2.1}$$

$$Q_{s'} = 3 * 6.06 \text{ l/s} = 18.18 \text{ l/s}$$

Parámetros hidráulicos del canal que conduce el caudal diluido: el canal del separador de caudales tendrá un revestimiento de hormigón, esto quiere decir, un coeficiente de rugosidad ($n=0.014$), además que se considera que la pendiente mínima de 0.008 m/m (8%) y conduce caudal diluido ($Q_{s'}=0.01818 \text{ m}^3/\text{s}$).

La figura 29 indica los parámetros hidráulicos que tendrá la tubería que conduce el caudal residual diluido hacia la estación de bombeo, cuya sección será la misma del canal vertedero que contiene el separador de caudales, determinado según el caudal diluido, diámetro, rugosidad y pendiente anteriormente presentada. Obteniendo los siguientes resultados:

Tirante normal (profundidad aguas abajo): 0.097 m ,


Velocidad (aguas abajo): 0.91 m/s ,

Número de Froude: 1.10 (flujo supercrítico).

Figura 29.

Parámetros hidráulicos del canal de caudal diluido P99.

Datos:			
Caudal (Q):	0.01818	m ³ /s	
Diámetro (d):	0.3	m	
Rugosidad (n):	0.014		
Pendiente (S):	0.008	m/m	



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0970	m	
Área hidráulica (A):	0.0198	m ²	
Espejo de agua (T):	0.2807	m	
Número de Froude (F):	1.1045		
Tipo de flujo:	Supercrítico		
Perímetro mojado (p):	0.3630	m	
Radio hidráulico (R):	0.0545	m	
Velocidad (v):	0.9186	m/s	
Energía específica (E):	0.1400	m-Kg/Kg	

Nota: La figura indica los parámetros hidráulicos del canal del separador P99 con caudal diluido.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Por lo que el canal a media caña tendrá un diámetro de 0.3 m y una altura de 0.1 m para que se dé vertido del caudal excedente.

Longitud del Vertedero.

La longitud del vertedero se la establece en base al análisis de las ecuaciones dictadas por diferentes autores; y por el comportamiento que tiene la lámina de agua.

1. Fórmula de Coleman, Smith y Dempster (Abastecimiento de aguas – Steel)

$$L = 1.417 * W * V * H_1^{0.13} * \left(\frac{1}{\sqrt{H_2}} - \frac{1}{\sqrt{H_1}} \right) \quad \text{Ec. 4.12.2.2}$$

Siendo:

Velocidad de llegada (V): 3.03 m/s,

Ancho medio del Canal (W): $W = \frac{\text{ancho llegada} + \text{ancho salida}}{2} = \frac{0.80 + 0.30}{2} = 0.55 \text{ m}$

Altura lámina aguas arriba (H_1): 0.51 m, y

Altura lámina aguas abajo (H_2): 0.097 m.

$$L = 1.417 * 0.55 \text{ m} * 3.03 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.52 \text{ m}^{0.13} * \left(\frac{1}{\sqrt{0.097 \text{ m}}} - \frac{1}{\sqrt{0.51 \text{ m}}} \right) = 3.88 \text{ m}$$

2. Formula de Babbitt (Saneamiento de poblaciones por José Luis Escario):

$$L = 7.55 * V * D * \log \log \left(\frac{H_1}{H_2} \right) \quad \text{Ec. 4.12.2.3}$$

Siendo:

Diámetro del conducto de llegada (D): 0.80 m,

Velocidad de llegada (V): 3.03 m/s,

Altura lámina aguas arriba (H1): 0.51 m, y

Altura lámina aguas abajo (H2): 0.097 m.

$$L = 7.55 * 3.03 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.80 \text{ m} * \log \log \left(\frac{0.51 \text{ m}}{0.097 \text{ m}} \right) = 13.07 \text{ m}$$

3. Formula de Gómez Navarro (Saltos y presas de embalse):

$$L = \frac{Q_{\text{verter}}}{0.75 * H^{\frac{3}{2}}} \quad \text{Ec. 4.12.2.4}$$

Siendo:

Caudal a verter:

$$Q_{\text{verter}} = Q_{\text{combinado}} - Q_{s'} = 1.013 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0.0181 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0.995 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Altura lámina aguas arriba (H): 0.52 m.

$$L = \frac{0.995 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.75 * 0.51^{\frac{3}{2}}} = 3.70 \text{ m}$$

4. Fórmula de Francisco Domínguez (Domínguez, 1999).

$$L = \frac{Q_{\text{verter}}}{\phi_o * m * h_o * \sqrt{2 * g * h_o}} \quad (\text{régimen rápido}) \quad \text{Ec. 4.12.2.5}$$

Siendo:

Caudal a verter (Q_{verter}): $0.995 \text{ m}^3/\text{s}$,

Altura lámina aguas arriba (h_o): 0.51 m,

Altura lámina aguas abajo (h_1): 0.097 m,

$$\text{Coeficiente } k_b: k_b = \frac{h_o}{h_1} = \frac{0.51\text{m}}{0.097\text{m}} = 5.17$$

Coeficiente φ_o (régimen rápido):

$$\varphi_o = \frac{2}{5} * \frac{k_b^{\frac{5}{2}} - 1}{k_b^{\frac{3}{2}} * (k_b - 1)} = \frac{2}{5} * \frac{5.17^{\frac{5}{2}} - 1}{5.17^{\frac{3}{2}} * (5.17 - 1)} = 0.487$$

Coeficiente de Basin (m), se lo escoge en función de la carga del flujo de agua, aguas arriba, y del tipo de pared del vertedero. Donde para una carga de velocidad de 0.97 m se toma un coeficiente de pared gruesa redondeada de 0.33 (Domínguez, 1999).

El coeficiente de Basin relaciona la carga de velocidad que tiene el flujo al transitar por el medio físico (canal o conducto) y el tipo de pared que tiene el vertedero, en este caso, pared delgada libre, gruesa redondeada y gruesa viva (ver tabla 23).

Tabla 23.

Coeficiente de Basin según la pared del vertedero.

Carga (m)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.50	0.70
Pared delgada libre	0.37	0.36	0.355	0.35	0.35	0.35
Pared gruesa redondeada	0.315	0.32	0.32	0.325	0.325	0.33
Pared gruesa viva	0.27	0.27	0.273	0.273	0.276	0.28

Fuente: Domínguez (1999, p. 521). Recuperado de Hidráulica.

Entonces:

$$L = \frac{0.995 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.487 * 0.33 * 0.51 \text{ m} * \sqrt{2 * 9.81 * 0.51 \text{ m}}} = 3.89 \text{ m}$$

En resumen, la longitud de vertedero dado por diferentes autores se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 24.*Resumen de longitud de vertedero P99.*

Método	Longitud de Vertedero (m)
Coleman, Smith y Dempster	3.88
Babbitt	13.07
Gómez Navarro	3.70
Francisco Domínguez	3.89

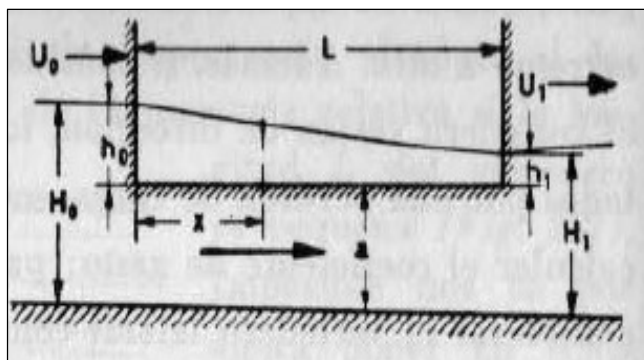
Fuente: Elaborado por autores

Como longitud de vertedero se toma el método de Domínguez ya que esta considera carga de velocidad del flujo.

$$L_{\text{vertedero P99}} = 3.90 \text{ m}$$

Longitud de Vertedero Mediante la Gráfica de la Lámina de Agua.

Mediante el comportamiento de la lámina de agua, se establece la longitud del vertedero con la inclusión de un doble vertido.¹ En donde es primordial entender el comportamiento de la lámina de agua, según el régimen de flujo (Domínguez, 1999).

Figura 30.*Comportamiento de la lámina de agua en flujo supercrítico.*

Nota: La figura indica el comportamiento de la lámina de agua que pasa a través de un vertedero lateral en comportamiento supercrítico.

Fuente: Domínguez (1999, p. 522). Hidráulica.

¹ Revisión del EJEMPLO 2 de libro “Hidráulica” de (Domínguez, 1999, p. 539).

En la anterior figura, se observa el comportamiento de la lámina de agua en flujo supercrítico, la superficie libre de ésta disminuye gradualmente a lo largo de la longitud del vertedero (L) manteniendo un régimen supercrítico, para después de alcanzar el tirante normal que corresponde al caudal final del vertedero.

Se presentan un problema sobre el cálculo de vertederos laterales, y esta es la longitud que es necesaria otorgarle al vertedero para evacuar el exceso de caudal, estableciendo condiciones de barrera. En donde supondremos que la altura de la barrera (C_s) es dato.

El cálculo es sencillo por puntos escalonados comenzando aguas arriba con el gasto total que llega al vertedero y continuando hasta que se reduzca a la altura de la barrera o cresta del vertedero dada. En donde la suma de los ΔL da la longitud del vertedero (Domínguez, 1999).

En la siguiente tabla se indican los datos iniciales del separador P99, en los cuales será necesario conocer su ancho de canal al inicio del vertedero, la altura de barrera (C_s), el caudal a verter y la profundidad de lámina a la entrada de la estructura.

Tabla 25.

Datos iniciales del separador P99.

Descripción	Magnitud
Ancho inicial del canal	0.8 m
Altura de la cresta del vertedero (C_s)	0.07 m
Incremento de longitud (ΔL)	0.2 m
Caudal a verter (Q_v)	1.013 m ³ /s
Lámina de agua, aguas arriba (H)	0.505 m

Fuente: Elaborado por autores.

Construcción de la Lámina de Caída de Agua.

En la siguiente tabla se presenta la aplicación de método escalonado para la graficación de la lámina de agua por encima del separador de caudales, cuyo procedimiento se detalla a continuación en 7 pasos.

Tabla 26.

Aplicación de método escalonado para lámina de agua del separador del (P99).

[L] (m)	[b] (m)	[H] (m)	[Qv] (m ³ /s)	[h] (m)	[q* ΔL] (m ³ /s)	[Δh] (m)
0.00	0.80	0.51	1.0130	0.435	0.0826	0.0513
0.20	0.77	0.45	0.8478	0.384	0.0674	0.0444
0.40	0.74	0.41	0.7130	0.339	0.0569	0.0399
0.60	0.71	0.37	0.5992	0.299	0.0472	0.0352
0.80	0.68	0.33	0.5049	0.264	0.0391	0.0310
1.00	0.65	0.30	0.4267	0.233	0.0324	0.0274
1.20	0.62	0.28	0.3618	0.206	0.0265	0.0237
1.40	0.59	0.25	0.3088	0.182	0.0220	0.0210
1.60	0.56	0.23	0.2648	0.161	0.0181	0.0182
1.80	0.53	0.21	0.2286	0.143	0.0151	0.0161
2.00	0.49	0.20	0.1985	0.127	0.0126	0.0142
2.20	0.46	0.18	0.1732	0.113	0.0106	0.0125
2.40	0.43	0.17	0.1521	0.100	0.0089	0.0110
2.60	0.40	0.16	0.1344	0.089	0.0074	0.0097
2.80	0.37	0.15	0.1195	0.080	0.0063	0.0085
3.00	0.34	0.14	0.1070	0.071	0.0053	0.0075
3.20	0.31	0.13	0.0964	0.064	0.0045	0.0066
3.40	0.28	0.13	0.0874	0.057	0.0038	0.0058
3.60	0.25	0.12	0.0799	0.051		

Nota:

[L] = Longitud del vertedero

[b] = Ancho del canal del vertedero

[H] = Altura de lámina de agua

[Qv] = Caudal a verter

[h] = Carga geométrica del vertedero

[q] = Caudal vertido

[Δh] = Aplicación escalonada

Fuente: Elaborado por autores

1. Columna “ ΔL ”

Esta columna se refiere al abscisado de la longitud del vertedero. Este es realizado con incrementos $\Delta L = 0.20$ m hasta completar la medición propuesta del separador. En este largo de vertedero se calculará el caudal doblemente vertido por encima de la cresta.

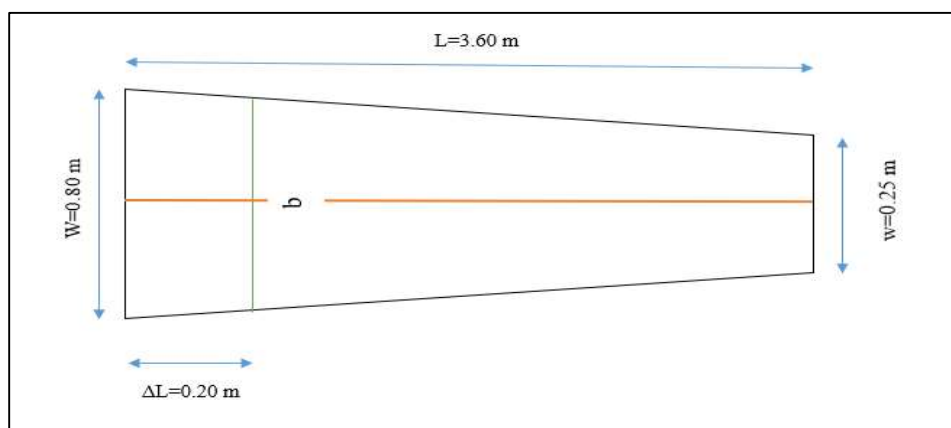
2. Columna “b”

Indica el ancho del canal según se avanza en el abscisado de la longitud del vertedero. Como se indica en la siguiente figura, al aumentar el valor (ΔL), el ancho del canal (b) disminuye hasta llegar a la longitud total. En la figura se indica la geometría en planta propuesta para el separador P99.

El ancho del canal (b) se lo obtiene mediante geometría básica según los datos propuestos y el abscisado con el incremento ΔL establecido.

Figura 31.

Vista en planta del separador lateral doble P99.



Nota. La figura indica el cambio de sección del canal vertedero.

Fuente: Elaborado por autores.

3. Columna “H”

Indica la altura de lámina de agua que se obtiene a cada ΔL , esta altura H depende según se produce el desfogue de caudal a medida que avanza el flujo por el abscisado del separador (Véase la figura 30). Como dato inicial se tiene $H=0.505$ m, que esta es la lámina al ingreso del separador con el caudal combinado presente.

4. Columna “Qv”:

Es el caudal que se vierte por cada ΔL del abscisado longitudinal del separador. El caudal va disminuyendo a medida que éste avanza por el canal del vertedero, y a su vez la lámina de agua también pierde altura (Véase la figura 30). Al inicio del cálculo, el caudal a verter $Q_v = Q_{\text{combinado}}$.

5. Columna “h”

Es la carga geométrica del vertedero, es decir, la resta entre la profundidad de lámina de (H) y la altura del vertedero (Cs).

$$h = H - Cs \quad \text{Ec. 4.12.2.6}$$

6. Columna “q* ΔL ”

Indica el caudal unitario que se vierte en cada ΔL del abscisado longitudinal del vertedero. Al ser la estructura un separador de doble vertido, este valor es duplo en cada tramo. El caudal unitario se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$q = m * h * \sqrt{2 * g * h} \quad \text{Ec. 4.12.2.7}$$

Donde:

m = Coeficiente de Basin según la carga h . (Véase en Tabla 22.), y

h = Carga geométrica sobre el vertedero (m).

7. Aplicación escalonada “ Δh ”

La aplicación escalonada es un método de escalonamiento en un lecho rectangular y lo determina con la siguiente ecuación (Domínguez, 1999).

$$\Delta h = \frac{Q_v * q * \Delta L}{\frac{Q_v^2}{H} * \left[g * \left(\frac{b}{2} \right)^2 * H^2 \right]} \quad \text{Ec. 4.12.2.8}$$

Este valor de Δh es la disminución de la lámina de agua con respecto al tramo anterior.

El nuevo valor de la altura de lámina de agua (H) será la diferencia entre $H - \Delta h$. Este proceso es iterativo hasta alcanzar una carga geométrica igual o semejante a cero.

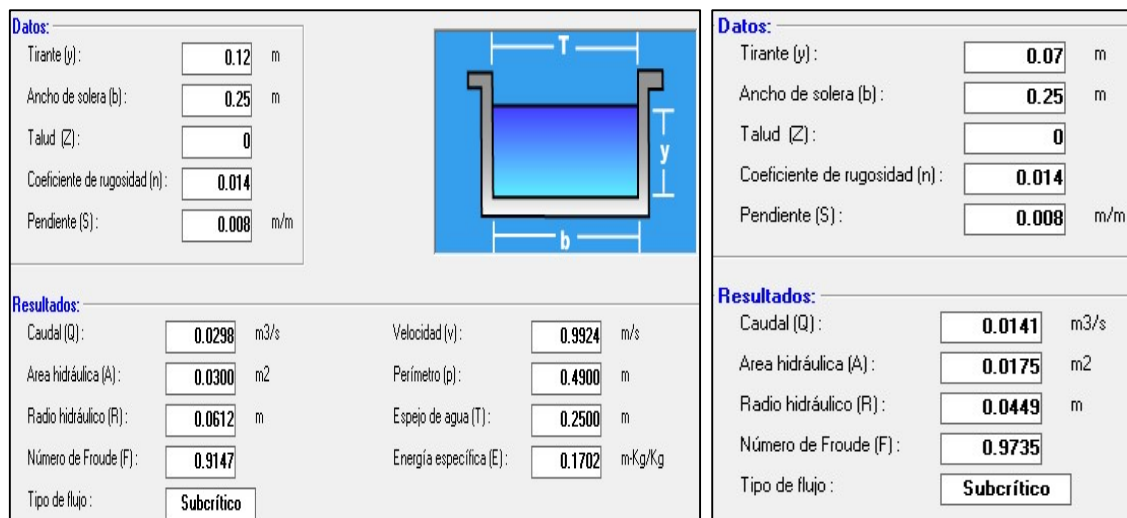
$$h \cong 0$$

$$H \cong 0.05 \text{ m}$$

Este método tiene un 92.1% de gasto evacuado. Pero esto no es del todo cierto considerando que en una sección rectangular de base ($b = 0.25 \text{ m}$) y una altura de lámina de agua ($H = 0.12 \text{ m}$) fluye un caudal de $0.029 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver figura 32) y más aún, cuando se da un valor de altura de vertedero ($C_s = 0.07 \text{ m}$), valor máximo al que puede llegar la lámina de agua, por el que fluye un caudal de $0.017 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver figura 32). Por ello se toma como caudal de salida, el valor correspondiente al caudal diluido ($Q_s' = 0.01818 \text{ m}^3/\text{s}$).

Figura 32.

Comportamiento hidráulico al final del canal vertedero P99.



Nota: La figura indica comportamiento hidráulico al final del canal del separador P99.

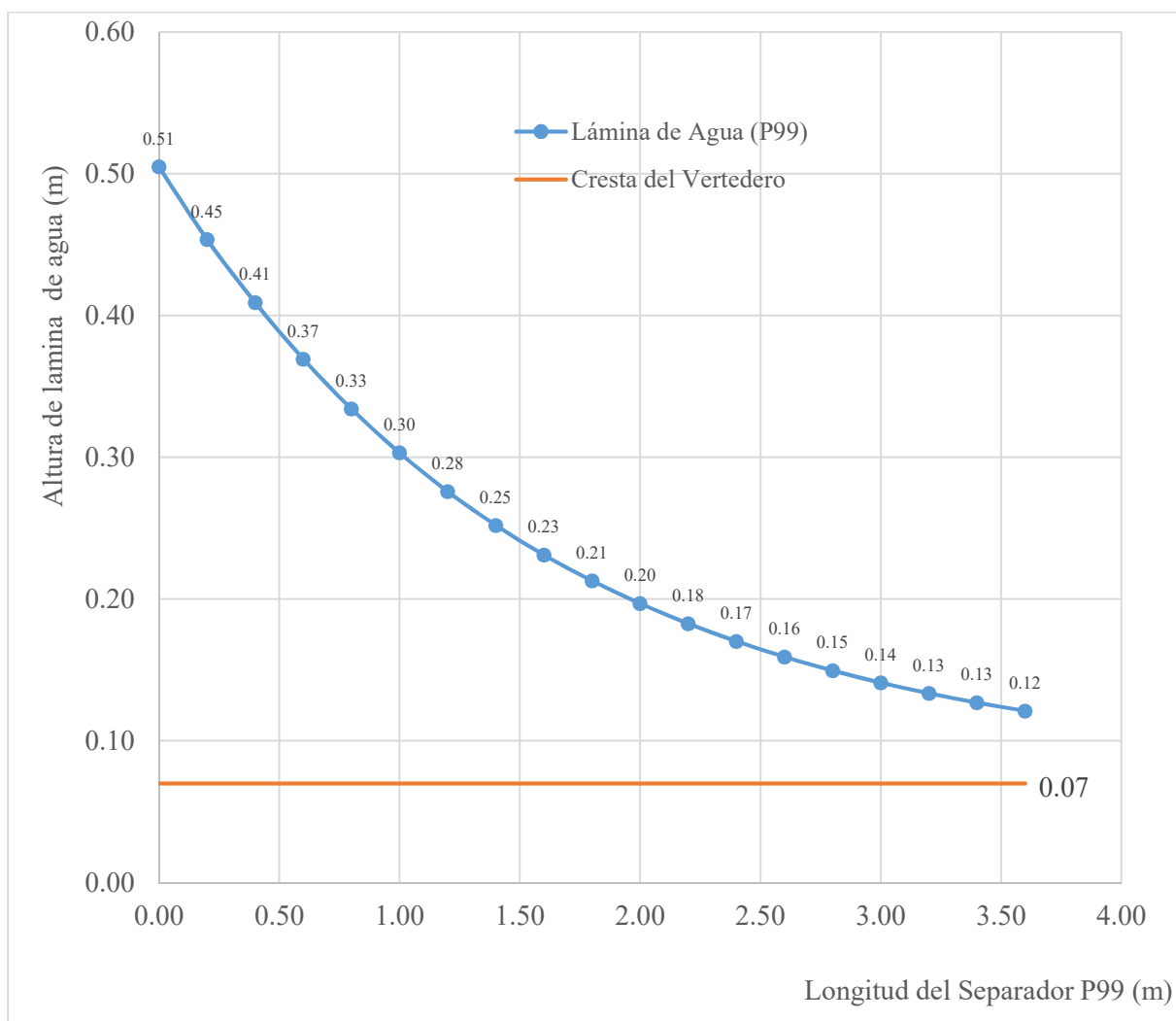
Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Para facilitar la conexión del canal vertedero ($b = 0.25\text{m}$) y la tubería que conduce el caudal diluido a la estación de bombeo ($\varnothing 250\text{ m}$) se recomienda una transición de sección rectangular a circular en el último metro del canal. Con esta aplicación constructiva se permite un mayor porcentaje de caudal vertido y un ingreso suave al conducto hacia la estación de bombeo.

En la figura 33, se observa el comportamiento que tendrá la lámina de agua.

Figura 33.

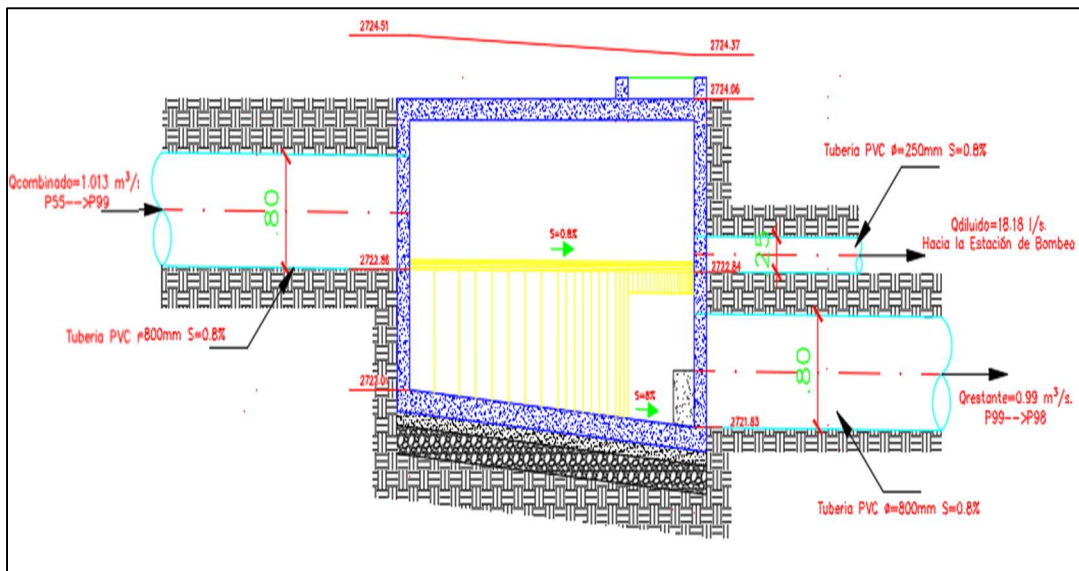
Lámina de agua de caída en el separador de caudales (P99).



Nota: La figura indica la construcción de la lámina de agua sobre el canal del separador P99.

Fuente: Elaborado por autores.

A continuación, se presenta un gráfico esquemático del separador P99:

Figura 34.*Esquema en corte del separador P99.*

Nota: La figura indica la vista en corte del separador P99.

Fuente: Elaborado por autores.

En Resumen:

Longitud del Separador P99: 3.60 m,

Conducto de Salida: Ø800 mm,

Conducto de Llegada hacia la estación de bombeo: Ø250 mm,

Altura de la cresta del vertedero: 0.07 m,

Conducto de Llegada hacia la estructura de descarga pluvial: Ø800 mm. y

Pendiente del canal: 0.8%.

4.12.3. Diseño Hidráulico del Separador Lateral Doble (Pozo 74)

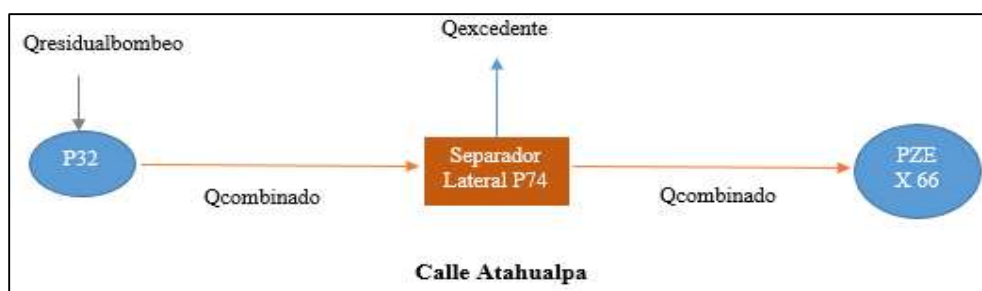
Descripción de la Problemática: En el diseño se estableció que el pozo de cabecera “P32”, ubicado en la calle Atahualpa, reciba el caudal residual impulsado por estación de bombeo, y el mismo que será transportado hasta una red existente “PZEX 66” ubicado aproximadamente a 840

m, el mismo que tiene una profundidad de 1.8 m, al cual se empata una tubería de diámetro ($\varnothing=400$ mm).

Por ello, se bosqueja la implantación de un separador de caudal en el “P74”, de modo que este evite la sobrecarga de la red aguas abajo. En donde el caudal excedente será conducido hacia la estructura de descarga (Ver figura 35).

Figura 35.

Esquematzación del planteamiento de separador lateral (P74).



Nota: La figura indica la implantación del separador de caudales en la red.

Fuente: Elaborado por autores.

Sabiendo esto, se sigue el mismo procedimiento realizado anteriormente. En la tabla 27 se indican los datos utilizados para el cálculo

Tabla 27.

Datos del conducto de llegada al separador P74.

Descripción	Magnitud
Caudal Combinado (m^3/s)	0.233
Caudal Residual (m^3/s)	0.0908
Diámetro (m)	0.4000
Pendiente (m/m)	0.040

Fuente: Elaborado por autores.


Para la utilización de las fórmulas es necesario conocer parámetros hidráulicos como la profundidad de lámina de agua aguas arriba y abajo, velocidad de entrada y caudal a verter.

En la siguiente figura se indica los parámetros hidráulicos que tendrá la tubería de entrada al separador de caudales, según el caudal combinado, diámetro, rugosidad y pendiente anteriormente presentados.

Figura 36.

Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P74.

Datos:	
Caudal (Q):	0.23399 m ³ /s
Diámetro (d):	0.4 m
Rugosidad (n):	0.011
Pendiente (S):	0.04 m/m



Resultados:	
Tirante normal (y):	0.1942 m
Área hidráulica (A):	0.0605 m ²
Espejo de agua (T):	0.3998 m
Número de Froude (F):	3.1745
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro mojado (p):	0.6167 m
Radio hidráulico (R):	0.0981 m
Velocidad (v):	3.8676 m/s
Energía específica (E):	0.9566 m-Kg/Kg

Nota: La figura indica los parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador P74.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Parámetros hidráulicos del conducto de llegada al separador:

Tirante normal (profundidad aguas arriba): 0.1942 m,

Velocidad (aguas arriba): 3.86 m/s,

Número de Froude: 3.17 (flujo supercrítico).

Carga de velocidad: $0.1942 \text{ m} + \frac{(3.86 \text{ m/s})^2}{2 \cdot g} = 0.95 \text{ m}.$

Caudal a conducir: El caudal a conducir es la disolución de aguas residuales en una proporción 1:3; siendo el caudal de aguas negras diluido (Qs’):

$$Q_{s'} = 3 * Q_{\text{sanitario}}$$

$$Q_{s'} = 3 * 9.08 \text{ l/s} = 27.24 \text{ l/s}$$

Parámetros hidráulicos del canal que conduce el caudal diluido:

El canal del separador de caudales tendrá un revestimiento de hormigón, esto quiere decir, un coeficiente de rugosidad ($n=0.014$), además que se considera que la pendiente mínima de 0.008 m/m (8%) y conduce caudal diluido ($Q_{s'}=0.02724 \text{ m}^3/\text{s}$).

La figura 37 se indica los parámetros hidráulicos que tendrá la tubería de inicio de la continuación de la red en la calle Atahualpa después del separador, según el caudal diluido, diámetro, rugosidad y pendiente anteriormente presentados.

Tirante normal (profundidad aguas abajo): 0.079 m,


Velocidad (aguas abajo): 1.83 m/s,

Número de Froude: 2.47 (flujo supercrítico).

Figura 37.

Parámetros hidráulicos del canal de caudal diluido P74.

Datos:			
Caudal (Q):	0.02724	m ³ /s	
Diámetro (d):	0.3	m	
Rugosidad (n):	0.014		
Pendiente (S):	0.04	m/m	



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.0790	m	
Área hidráulica (A):	0.0149	m ²	
Espejo de agua (T):	0.2642	m	
Número de Froude (F):	2.4681		
Tipo de flujo:	Supercrítico		
Perímetro mojado (p):	0.3232	m	
Radio hidráulico (R):	0.0460	m	
Velocidad (v):	1.8332	m/s	
Energía específica (E):	0.2503	m-Kg/Kg	

Nota: La figura indica los parámetros hidráulicos del canal del separador P74 con caudal diluido.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Longitud del Vertedero.

Para la determinación de la longitud del vertedero, se utiliza la fórmula de Coleman, Smith y Dempster.

$$L = 1.417 * W * V * H_1^{0.13} * \left(\frac{1}{\sqrt{H_2}} - \frac{1}{\sqrt{H_1}} \right)$$

Siendo:

Velocidad de llegada (V): 3.86 m/s,

Ancho medio del Canal (W): $W = \frac{\text{ancho llegada} + \text{ancho salida}}{2} = \frac{0.40 + 0.30}{2} = 0.35 \text{ m}$

Altura lámina aguas arriba (H1): 0.194 m, y

Altura lámina aguas abajo (H2): 0.079 m.

$$L = 1.417 * 0.35 \text{ m} * 3.86 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.194 \text{ m}^{0.13} * \left(\frac{1}{\sqrt{0.079 \text{ m}}} - \frac{1}{\sqrt{0.194 \text{ m}}} \right) = 1.98 \text{ m}$$

$$L_{\text{vertedero P74}} = 2.00 \text{ m}$$

Longitud de Vertedero Mediante la Gráfica de la Lámina de Agua.

La construcción de su lámina de agua, es idéntica al procedimiento realizado en el apartado 4.12.2.

En la siguiente tabla se indican los datos iniciales del separador P74, en los cuales será necesario conocer su ancho de canal al inicio del vertedero, la altura de barrera (Cs), el caudal a verter y la profundidad de lámina a la entrada de la estructura.

Tabla 28.

Datos iniciales del vertedero (P74).

Descripción	Magnitud
Ancho inicial del canal	0.4 m
Altura de la cresta del vertedero (Cs)	0.07 m
Incremento de longitud (ΔL)	0.2 m
Caudal a verter (Q_v)	0.233 m ³ /s
Lámina de agua, aguas arriba (H)	0.194 m

Fuente: Elaborado por autores.

En la tabla 29 se presenta la aplicación de método escalonado para la graficación de la lámina de agua por encima del separador de caudales, siguiendo el procedimiento anteriormente explicado en el apartado 4.12.2.

Tabla 29.

Aplicación de Método Escalonado para lámina de agua del separador del (P74).

[L] (m)	[b] (m)	[H] (m)	[Qv] (m ³ /s)	[h] (m)	[q* ΔL] (m ³ /s)	[Δh] (m)
0.00	0.40	0.194	0.2340	0.124	0.0124	0.011
0.20	0.39	0.183	0.2092	0.113	0.0108	0.010
0.40	0.38	0.173	0.1876	0.103	0.0094	0.009
0.60	0.38	0.164	0.1689	0.094	0.0080	0.008
0.80	0.37	0.156	0.1528	0.086	0.0070	0.008
1.00	0.36	0.148	0.1387	0.078	0.0061	0.007
1.20	0.35	0.141	0.1265	0.071	0.0053	0.006
1.40	0.35	0.135	0.1159	0.065	0.0046	0.006
1.60	0.34	0.129	0.1066	0.059	0.0040	0.005
1.80	0.33	0.124	0.0986	0.054	0.0035	0.005
2.00	0.32	0.119	0.0915	0.049	0.0031	0.004
2.20	0.32	0.115	0.0854	0.045	0.0027	0.004
2.40	0.31	0.111	0.0800	0.041	0.0024	0.003
2.60	0.30	0.108	0.0753	0.038		

Nota:

[L] = Longitud del vertedero

[b] = Ancho del canal del vertedero

[H] = Altura de lámina de agua

[Qv] = Caudal a verter

[h] = Carga geométrica del vertedero

[q] = Caudal vertido

[Δh] = Aplicación escalonada

Fuente: Elaborado por autores.

Este proceso es iterativo hasta alcanzar una carga geométrica:

$$h \cong 0$$

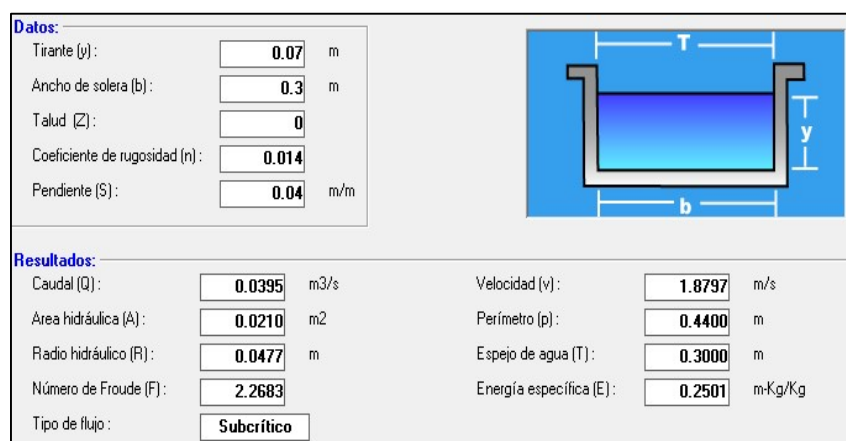
$$h = 0.07 \text{ m}$$

A una longitud de 2.6 m de canal de vertedero al que corresponde una altura de lámina de 0.1 m de manera teórica, ya que al considerar un vertedero de altura ($C_s = 0.07 \text{ m}$), este es el

máximo que podrá alcanzar la lámina de agua; por lo que el caudal que fluya hacia aguas abajo estará en un rango de $[0.039 \text{ m}^3/\text{s}]$. Por ello se toma como caudal de salida el valor correspondiente al caudal diluido ($Q_s'=0.027 \text{ m}^3/\text{s}$). En la figura 38 se indica el comportamiento hidráulico que tendrá al final el canal de separador P74, tomando en cuenta la altura de cresta (C_s), ancho del canal, su rugosidad y pendiente.

Figura 38.

Comportamiento hidráulico al final del canal vertedero P74.



Nota: La figura indica comportamiento hidráulico al final del canal del separador P74.

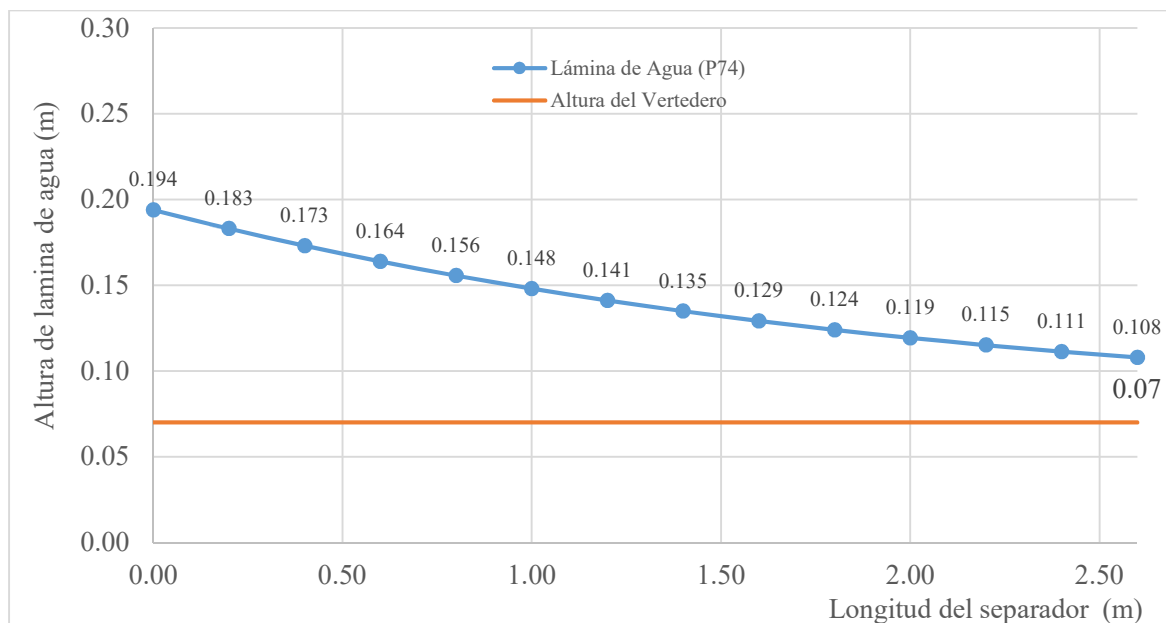
Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Igualmente, para facilitar la conexión del canal vertedero ($b = 0.30 \text{ m}$) y la tubería que conduce el caudal diluido hacia el pozo existente ($\varnothing 300 \text{ m}$) se recomienda una transición de sección rectangular a circular en el último metro del canal el cual ayudara a un mayor desfogue de caudal.

En la figura 39, se observa el comportamiento que tendrá la lámina de agua.

Figura 39.

Lámina de agua de caída en el separador de caudales (P74).



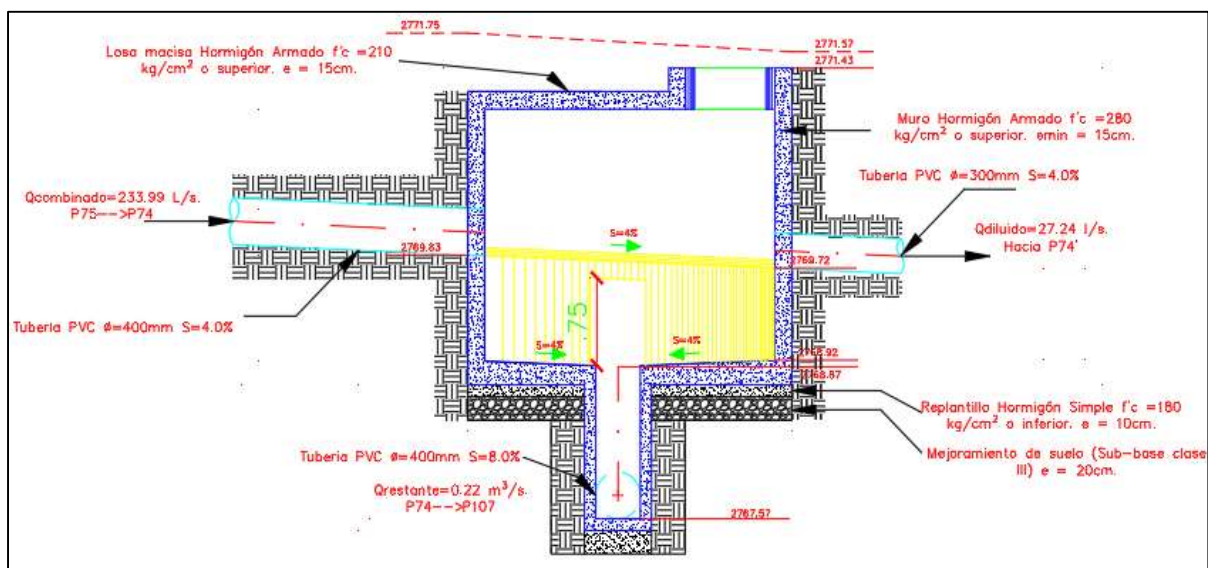
Nota: La figura indica la construcción de la lámina de agua sobre el canal del separador P74.

Fuente: Elaborado por autores.

A continuación, se presenta un gráfico esquemático del separador P74:

Figura 40.

Esquema en corte del separador P74.



Nota: La figura indica la vista en corte del separador P74.

Fuente: Elaborado por autores.

En Resumen:

Longitud del Separador P74: 2.60 m,

Conducto de Salida: Ø400 mm,

Conducto de Llegada hacia PZEX66: Ø300 mm,

Altura de la cresta del vertedero: 0.07 m,

Conducto de Llegada hacia la estructura de descarga pluvial: Ø400 mm. y

Pendiente del canal: 4%.

Los esquemas representativos de los separadores de caudales P99 y P74 se los puede observar en el plano XI.

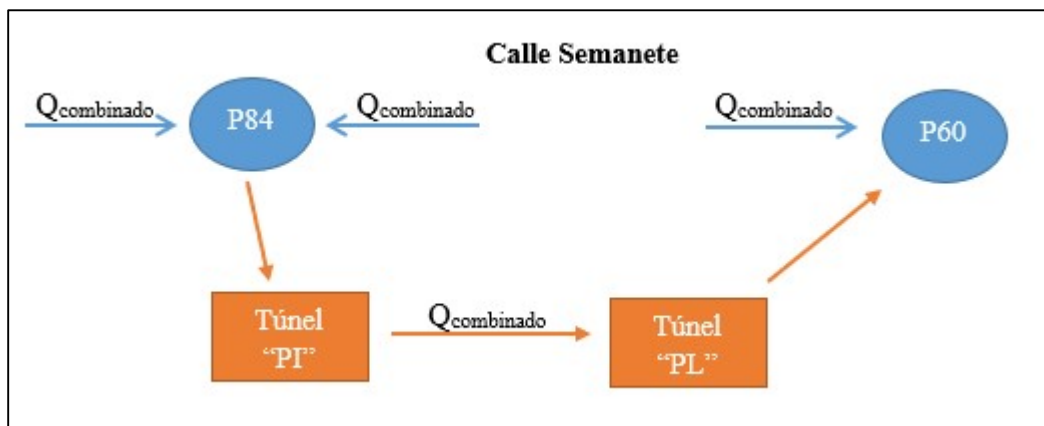
4.13. Diseño de Túnel

En los sistemas de alcantarillado se hace necesaria la excavación de túneles cuando la profundidad de la cota fondo de la tubería es excesiva para una excavación en zanja o cuando no se puede afectar a la superficie natural (Taco, 2014).

En el presente caso la profundidad de la tubería es 6.9 m y el terreno tiene un contrapendiente del 8%; por lo que, al no cumplirse las condiciones de flujo a gravedad, se prevé la implantación de un túnel de 89.4 m para vencer este obstáculo natural. En la figura se indica el esquema de circulación que tendrá el caudal combinado, la calle Semanete al tener una pendiente de doble sentido, tendrá un pozo de cabeza que iniciará los tramos de tubería según la pendiente requiera. En el P84 llegarán los caudales combinados recogidos por un tramo de la calle Semanete y el caudal que circula de otra red anexa. Para superar la pendiente negativa de cierto tramo de la calle, se pretende implantar un túnel que superará este accidente topográfico y luego unirse a la red Semanete en el pozo P60 (Véase en el plano III).

Figura 41.

Esquema de implantación del túnel en la calle Semanete.



Nota: La figura indica la implantación del túnel en la red.

Fuente: Elaborado por autores.

La pendiente del túnel será pequeña (0.3%) y tiene dimensiones de una sección tipo baúl de 1.20 x 1.20 m por requerimientos constructivos. El cálculo hidráulico del canal por el cual fluye el caudal se lo realiza con la fórmula de Manning. La carga de agua combinada y las dimensiones del canal interior se presentan en la figura 40:

Figura 42.

Comportamiento hidráulico del canal interior del túnel.

Lugar:	Túnel Calle Semanete	Proyecto:	Acantarillado Combinado SVC
Tramo:	Pt - PL	Revestimiento:	Hormigón

Datos:	
Caudal (Q):	0.08075 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.40 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.003 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.2292 m	Perímetro (p):	0.8584 m
Área hidráulica (A):	0.0917 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1068 m
Espejo de agua (T):	0.4000 m	Velocidad (v):	0.8807 m/s
Número de Froude (F):	0.5873	Energía específica (E):	0.2688 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

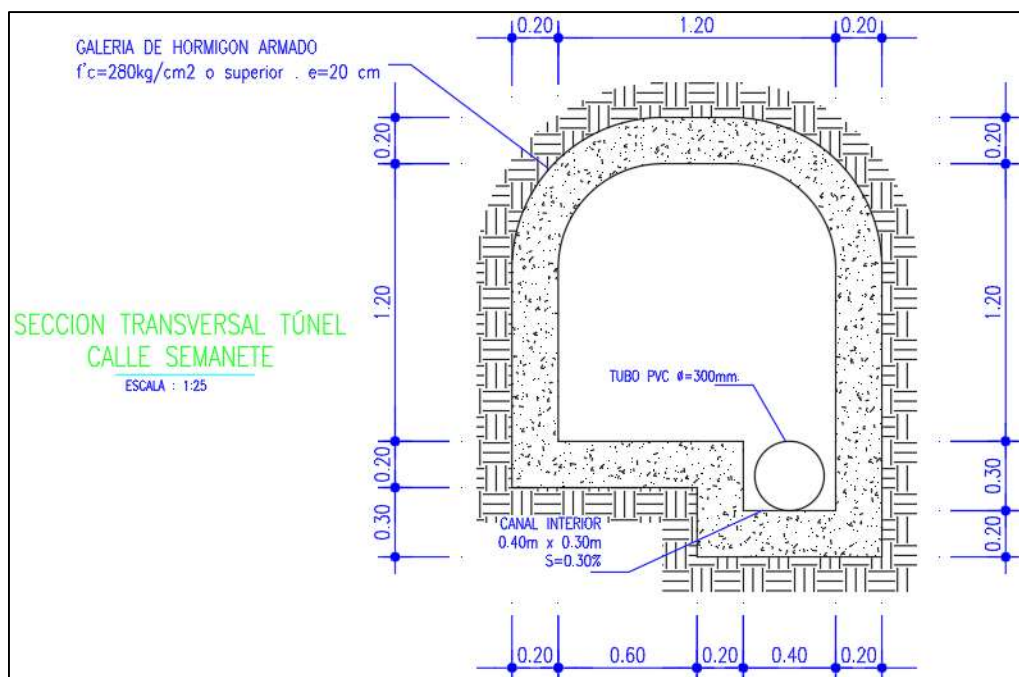
Nota: La figura indica comportamiento hidráulico en el canal interior del túnel.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Obteniendo un canal de base ($b = 0.4 \text{ m}$), con altura de lámina de agua de 0.23 m , y una velocidad ($v=0.88 \text{ m/s}$). Teniendo al fin, una sección transversal de túnel, el cual se presenta en la figura 43.

Figura 43.

Sección transversal del túnel Semanete.



Nota: La figura indica la sección transversal del túnel Semanete.

Fuente: Elaborado por autores.

Capítulo V

Diseño de Estación de Bombeo de Aguas Residuales

La estación de bombeo es un conjunto de estructuras civiles, equipos, y accesorios donde se le da al caudal que pasa por ella, una determinada cantidad de energía suministrada por una bomba que es una maquina hidráulica la cual se alimenta mecánicamente desde un motor (Koutoudjian, 2008).

Las estaciones modernas de bombeo están diseñadas para bombear aguas residuales sin tratar. Las estaciones de bombeo de aguas residuales deben tener una bomba para funcionamiento en servicio stand-by (una de reserva), en donde cada bomba debe manejar el caudal máximo. Evitando el riesgo de inundación cuando una bomba este averiada o siendo reparada (Grundfos, 2013).

5.1. Periodo de Cálculo

La vida útil de las bombas modernas es de 25 años, pero debido al desarrollo urbanístico de la zona o por falta de repuestos la bomba puede quedar obsoleta. Por lo que, el periodo adecuado para cálculos económicos del ciclo de vida útil es de 10 años a partir de la puesta en marcha (Grundfos, 2013). Para el presente proyecto será de 15 años, en el que se considera el periodo de construcción del proyecto.

5.1.1. *Cálculo de Caudales de Diseño*

En base al procedimiento descrito en los capítulos 4.3 y 4.8 se determina el caudal sanitario para los periodos de cálculo señalados (15 y 30 años). Obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 30.

Caudal sanitario para diferentes periodos de diseño.

Periodo (años)	Población (Hab.)	Densidad (Hab./ha.)	Caudal Sanitario (l/s)
1	243	28	1.41
15	513	59	2.81
30	1146	132	6.06

Fuente: Elaborado por autores.

En base al análisis realizado a los 15 años se tendrá un caudal de 2.81 l/s, el cual servirá para determinar las características de bombeo al periodo indicado, así como la potencia de la misma.

5.2. Periodo de Bombeo

Por razones económicas y operativas, es conveniente adoptar un periodo de bombeo de ocho horas diarias, el mismo que debe ser distribuido a lo largo del día en el periodo más ventajoso. Este periodo en situaciones excepcionales puede llegar a un máximo de 12 horas (Organización Panamericana de la Salud [OPS], 2005).

5.3. Bombas Centrifugas Sumergibles

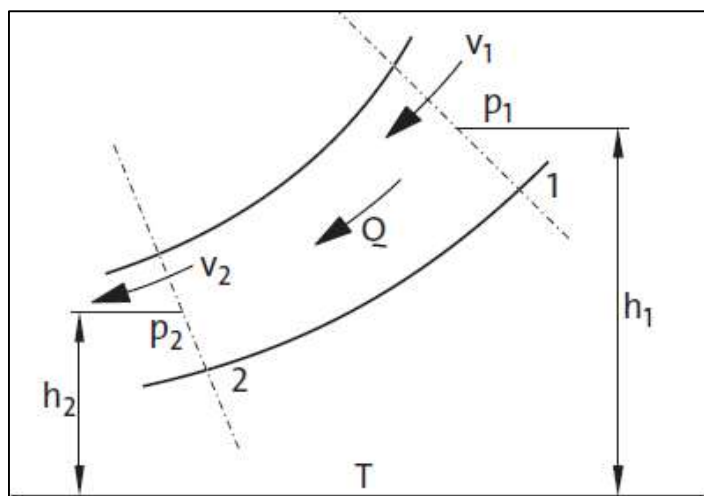
Las bombas centrifugas están diseñadas para el manejo de fluidos de baja viscosidad y no son aptas para bombear líquidos fuertemente aireados. Por su ubicación puede clasificarse en bombas sumergible, la cual es accionada por un motor eléctrico ubicado directamente sobre el pozo de bombeo (Grundfos, 2013).

5.4. Ecuación de la Altura

En una tubería en la que fluye un caudal continuo, en ninguna de las secciones 1 y 2 la energía es transferida al líquido suponiendo que el caudal no tiene fricción. Por lo que, la energía total del líquido en un sistema de referencia horizontal T tiene que ser igual en las dos secciones (Ver figura 44).

Figura 44.

Sección que muestra un caudal a través de dos secciones de observación.



Nota: La figura indica la sección de un caudal a través de dos secciones de observaciones.

Fuente: Grundfos (2013, p. 7). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

Según la Ecuación de Bernoulli se tiene:

$$h_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + H_f$$

Donde:

H_f = Pérdidas de carga.

Al añadirse energía al caudal por efecto de una bomba entre las secciones 1 y 2 de la figura 42, la Ec. de Bernoulli, se tiene:

$$h_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + H = h_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + H_f \quad \text{Ec. 5.4.1}$$

Donde:

H = Altura total de bombeo.

Con fines prácticos se realizan la siguiente suposición:

- La presión en el pozo de bombeo es igual a la presión predominante en el pozo receptor, ya que esta diferencia de presión atmosférica entre dos depósitos colocados a 100 m por encima del pozo con la bomba es 0.001 m.c.a ó 0.001 bar. Por lo que la Ec. 5.4 se escribe:

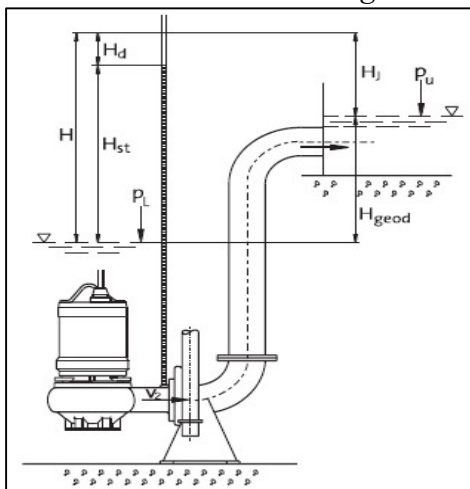
$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + H = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + H_f \quad \text{Ec. 5.4.2}$$

5.5. Ecuación de la Altura de la Bomba

El funcionamiento de la bomba es el resultado de la interacción entre esta y la tubería de impulsión por lo que en la siguiente figura se define la altura en una instalación de bombas sumergibles (Grundfos, 2013).

Figura 45.

Componentes de altura en instalaciones de bombas sumergibles.



Nota: La figura indica la vista en altura de las bombas sumergibles y sus componentes.

Fuente: Grundfos (2013, p. 38). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

Donde:

H = altura total de la bomba (m),

H_{st} = altura estática de la bomba (m),

H_d = altura dinámica de la bomba (m),

H_{geod} = altura geodésica (m),

H_j = pérdida en las tuberías (m),

P_L = presión atmosférica en la fosa de bombeo,

P_U = presiones atmosféricas en el depósito superior, y

V_2 = velocidad del caudal en la salida (m/s).

Al colocar un tubo de observación en el punto de descarga de la bomba, el líquido sube hasta una altura H_{st} que representa la altura estática de la bomba. Además, la velocidad (V_2) en el punto de descarga, se convierte en altura dinámica H_d según la ecuación:

$$H_d = \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{Ec. 5.5.1}$$

La suma de la altura estática (H_{st}) y la dinámica (H_d) es la altura total de la bomba. Por lo tanto, la ecuación es la siguiente:

$$H = H_{st} + H_d \quad \text{Ec. 5.5.2}$$

Según acuerdo internacional (Norma ISO 2548), se utiliza la altura total (H) de la bomba para diseñar curvas características de bombas sumergibles. Por lo tanto, la altura total (H) es la presión o altura necesaria para bombear un caudal específico a través de una tubería y está dada por la altura geodésica y las pérdidas de carga, (Grundfos, 2013). Quedando la Ec 5.5.2:

$$H = H_{geod} + H_j \quad \text{Ec. 5.5.3}$$

5.6. Diámetro de la Tubería de Impulsión

La selección de la tubería de impulsión depende de factores: económicos y de velocidad mínima, en donde uno de los aspectos más importantes es la velocidad que alcanza el fluido, para lo cual se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- Según McCabe, Smith, & Harriott (2007), la velocidad optima en una tubería está en el rango de 0.9 y 1.8 m/s.
- Según Grundfos (2013), para prevenir los depósitos de arenas y lodos y evitar el riesgo de atascos. Para tuberías residuales se recomienda una velocidad de 0.7 m/s.
- Según Grundfos (2013), para que los sólidos puedan pasar sin atascarse en las tuberías que conducen aguas residuales sin tratar, el paso mínimo permitido de la tubería de impulsión debe ser de 100 mm.

Por tal motivo se determina un rango de diámetros (ver tabla 31), que cumpla las condiciones de velocidad indicadas, en base al caudal obtenido de la curva característica de la bomba (para $H=57.8$ m $Q= 8$ l/s) como se indica en el literal 5.11.1.1., por lo cual se despeja el valor del diámetro de la ecuación de continuidad.

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*v}} \quad \text{Ec. 5.6.1}$$

Tabla 31.*Diámetro de tubería de succión.*

Diámetro para el Caudal Max. Sanitario		
Caudal de Bombeo	Q _{bombeo}	8 l/s
Caudal de Bombeo	Q _{bombeo}	0.008 m ³ /s
Rango de Diámetros		
Para velocidad < 1.8 m/s	Diámetro =	0.075 m
Para velocidad > 0.7 m/s	Diámetro =	0.121 m
	Diámetro =	0.1 m

Fuente: Elaborado por autores.

Se obtiene como resultado un rango de diámetros comprendidos entre 0.075 a 0.121 m que cumplen las condiciones de velocidad mínima y máxima, por lo cual se adopta como diámetro de tubería 0.1 m

Se determina la velocidad del fluido:

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{Ec. 5.6.2}$$

$$v = \frac{0.008}{\frac{\pi * 0.1^2}{4}} = 1.019 \text{ m/s}$$

Se adopta un diámetro 100 mm. (4") como tubería de impulsión asegurando así el paso libre de sólidos y arenas a través de la tubería con una velocidad de 1 m/s.

5.6.1. Régimen de Flujo en la Tubería de Impulsión

En tuberías se consideran dos tipos de flujos: laminares y turbulentos. En el primer caso, el líquido tiene un movimiento perfectamente ordenado y suave, por lo que se mueve en láminas sin mezclarse entre sí; en tanto que, en el régimen turbulento su flujo es irregular, caótico e impredecible, en el cual las partículas se mueven desordenadamente y existe la formación de torbellinos. Existe un régimen de transición, en los que el flujo es de forma cíclica en el que pasa

de régimen laminar a turbulento, este intervalo hay que evitarlo debido a las vibraciones y diferencias en las pérdidas de carga que se producen (Martín, Salcedo, & Font, 2011).

Reynolds encontró que la transición de flujo laminar a turbulento, ocurre a una velocidad crítica para una determinada tubería y fluido. Expresó sus resultados en términos de un parámetro adimensional llamado número de Reynolds (Rival, 2018).

- Para $Re < 2000$ el flujo es laminar,
- Para $Re > 4000$ el flujo es turbulento, y
- Para $2000 < Re < 4000$, el flujo está en la zona de transición.

$$Re = \frac{D \cdot v}{\vartheta} \text{ Ec. 5.6.1.1}$$

Donde la viscosidad cinemática es la relación entre la resistencia interna de las moléculas de un fluido en movimiento y la densidad del líquido. El agua tiene una viscosidad cinemática de $\vartheta = 1.10E - 06 \text{ m}^2/\text{s}$.

$$Re = \frac{0.1 \text{ m} * 1.019 \text{ m/s}}{1.10E - 06 \text{ m}^2/\text{s}}$$

$$Re = 92.599,240$$

Al tener un número de Reynolds ($Re > 4000$) El flujo turbulento. Este no tiene un procedimiento analítico estructurado para encontrar las pérdidas de carga, por tal motivo se utilizan ecuaciones empíricas para determinar el factor de fricción λ , para luego, con la ayuda de la Ecuación de Darcy-Weisbach determinar las pérdidas de carga.

5.7. Pérdidas de Carga por Fricción (hf)

Tavis & Mys (2007) mencionan que las pérdidas por fricción en las tuberías dependen del factor de rugosidad λ , el cual de todas las referencias para el cálculo de este factor, tomaron la fórmula propuesta por Evangleids, esta tiene una mayor precisión, tomando como referencia patrón la ecuación de Colebrook-White (Alegret & Martínez, 2018, p. 48).

Partiendo de este criterio se decidió utilizar la ecuación Evangleids para el cálculo del factor de fricción λ en la que interviene la rugosidad absoluta (ε) de la tubería, que es la altura promedio de las irregularidades en la pared de la tubería. Para PVC tiene un valor de ($\varepsilon = 0.0015$ mm).

$$\lambda = \frac{0.2479 - (94.7 \cdot 10^{-6}) \cdot (7 - \log \text{Re})^4}{\left(\log \left(\frac{\varepsilon}{3.615 \cdot D} + \frac{7.366}{\text{Re}^{0.9142}} \right) \right)^2} \quad \text{Ec. 5.7.1}$$

$$\lambda = \frac{0.2479 - (94.7 \cdot 10^{-6}) \cdot (7 - \log 92,599.240)^4}{\left(\log \left(\frac{0.0015 \text{ mm}}{3.615 \cdot 100 \text{ mm}} + \frac{7.366}{92,599.240^{0.9142}} \right) \right)^2}$$

$$\lambda = 0.018$$

La fórmula más aceptada para determinar las pérdidas de carga por fricción en tuberías, es la ecuación de Darcy-Weisbach, para una tubería de diámetro ($D=0.1$ m) y una longitud ($L= 344$ m) obtenida del perfil longitudinal de la tubería de impulsión. Ver plano XIII. Se obtiene una pérdida de 3.4 m como se indica a continuación.

$$h_f = \frac{\lambda \cdot L \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad \text{Ec. 5.7.2}$$

$$h_f = \frac{0.018 \cdot 344 \text{ m} \cdot 1.019 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{2 \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0.1 \text{ m}}$$

$$h_f = 3.34 \text{ m}$$

5.8. Pérdidas de Carga Locales

Estas pérdidas tienen lugar en sitios donde se presentan accidentes u obstáculos que modifican bruscamente la dirección de las líneas de flujo, es decir, cuando existe la presencia de accesorios: codos, válvulas, uniones, cambios de diámetro interior de la tubería, entre otros; incluidos en la tubería de impulsión. Las pérdidas locales se determinan con la ecuación:

$$h_L = \Sigma \xi * \frac{v^2}{2 * g} \quad \text{Ec. 5.8.1}$$

Donde h_L es la pérdida de carga local y $\Sigma \xi$ es el coeficiente de la resistencia local que está dado para varios elementos de tuberías y conexiones en manuales o especificaciones, mismos que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 32.

Coeficientes de resistencia local.

Condiciones	Cantidad	Coeficiente
Entrada de aspiración	1	0.2
Ampliación D80 a D100	1	0.1
Giro a 90 °	6	0.9
Válvula de compuerta sin estrechamiento	1	0.3
Válvula de retención de bola (Totalmente abierta)	1	1
Válvula de retención de mariposa (Totalmente abierta)	2	2
Codos entre 20° a 40°	4	0.52
Salida a pozo receptor	1	1
	$\Sigma \xi$	5.02

Fuente: Grundfos (2013, p. 45). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

Por lo tanto, la pérdida de carga local es:

$$h_L = \Sigma \xi * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$h_L = 5.02 * \frac{1.019 \text{ m/s}^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}}$$

$$h_L = 0.265 \text{ m}$$

5.9. Determinación de la Altura Total de la Bomba (H)

La altura total (H) es la presión o altura necesaria para bombear un caudal específico a través de una tubería y está dada por la altura geodésica y las pérdidas de carga (Grundfos, 2013).

$$H = H_{geod} + H_J$$

Donde:

H_{geod} = Altura geodésica, y

H_J = Pérdidas de carga en la tubería.

5.9.1. Altura Geodésica (H_{geod})

La altura geodésica es la diferencia de altura entre los niveles de líquido en el pozo de bombeo (Z_1) y el pozo receptor (Z_2). Datos obtenidos del levantamiento topográfico.

$$H_{geod} = Z_2 - Z_1 \quad \text{Ec. 5.9.1.1}$$

$$H_{geod} = 2777.8 - 2723.6$$

$$H_{geod} = 54.2 \text{ m}$$

5.9.2. Pérdidas de Carga en la Tubería (H_J)

La pérdida de carga en una tubería de impulsión es la suma de la pérdida por fricción de los componentes de la tubería (h_F) y las pérdidas locales de varios componentes y conexiones (h_L).

$$H_J = h_F + h_L \quad \text{Ec. 5.9.2.1}$$

$$H_J = 3.337 \text{ (m)} + 0.265 \text{ (m)}$$

$$H_J = 3.6 \text{ m}$$

5.9.3. *Altura de la Bomba (H)*

Con los datos anteriores, se obtiene la altura de la bomba (H):

$$H = H_{\text{geod}} + H_j \quad \text{Ec. 5.9.3.1}$$

$$H = 54.20 \text{ (m)} + 3.60 \text{ (m)}$$

$$H = 57.8 \text{ m}$$

5.10. **Potencia del Equipo de Bombeo (P)**

La potencia aplicada al líquido que se bombea, se expresa en la siguiente ecuación. Donde la eficiencia del motor bomba ha sido obtenida del fabricante (Grundfos, 2013).

$$P = \frac{Q \cdot \rho \cdot g \cdot H}{746 \cdot \eta} \quad \text{Ec. 5.10.1}$$

Donde:

P = Potencia de la bomba en (HP),

Q = Caudal de bombeo (m^3/s),

H = Altura o carga total de bombeo (m),

ρ = Densidad del agua ($\rho = 998 \text{ kg}/\text{m}^3$)

g = Gravedad, ($g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$)

η = Eficiencia del sistema de bombeo, ($\eta = 0.88$)

$$P = \frac{\frac{8}{1000} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) * 998 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 9.81 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) * 57.80 \text{ (m)}}{746 * 0.88}$$

$$P = 6.9 \text{ HP}$$

La potencia teórica de la bomba es de 7 HP, el cual está limitado por las caracterizas dadas por el fabricante a cada bomba. Por ello a continuación, se detalla el procedimiento para su selección.

5.11. Selección de la Bomba

5.11.1. Selección de Bomba Basada en las Curvas de Bomba

Según Grundfos (2013), las bombas se seleccionan considerando el punto de trabajo deseado. Es decir, se deben incluir en el proyecto curvas tanto por encima como por debajo de las necesidades iniciales ($H=57.8$ m y $Q_{\text{sanitario}}=2.81$ lt/s).

Por tal motivo se seleccionó una bomba Grundfos para aguas residuales sumergible de código SLV.80.80.220.2.52H.S.N.51D que tiene una potencia de 25 KW, es decir, de 33.5 HP. Esta es una bomba centrífuga, específicamente para la gestión de aguas residuales, aguas de proceso y aguas fecales sin filtrar.

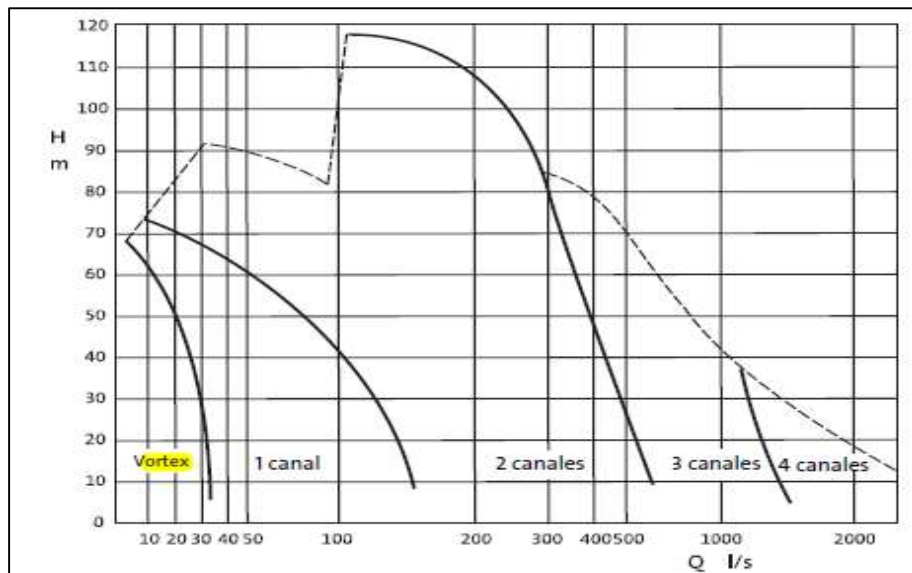
La bomba diseñada para un funcionamiento intermitente y continuo, como parte de instalaciones sumergidas y consta de un impulsor SuperVortex el cual permite el paso libre de fibras largas, tejidos y demás residuos que atraviesan la bomba, sin quedar atrapados ni causar atascos u obstrucciones, mejorando así considerablemente el rendimiento de bombeo (Grundfos, 2013).

Admite el paso de fibras largas y sólidos de hasta 80 mm, y es apto para aguas residuales con un contenido máximo de materia seca del 5 %. El resto del informe técnico de la bomba se encuentra en el Anexo J.

El tipo de impulsor de la bomba depende del rango de caudales y altura requerida ($H=57.8$ m y $Q_{\text{sanitario}}=2.81$ lt/s), como se muestra en la siguiente figura:

Figura 46.

Gamas de caudal y altura (Q/H) para diferentes tipos de impulsor.



Nota. La figura indica los gamas y alturas para diferentes impulsores.

Fuente: Grundfos (2013, p. 21). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

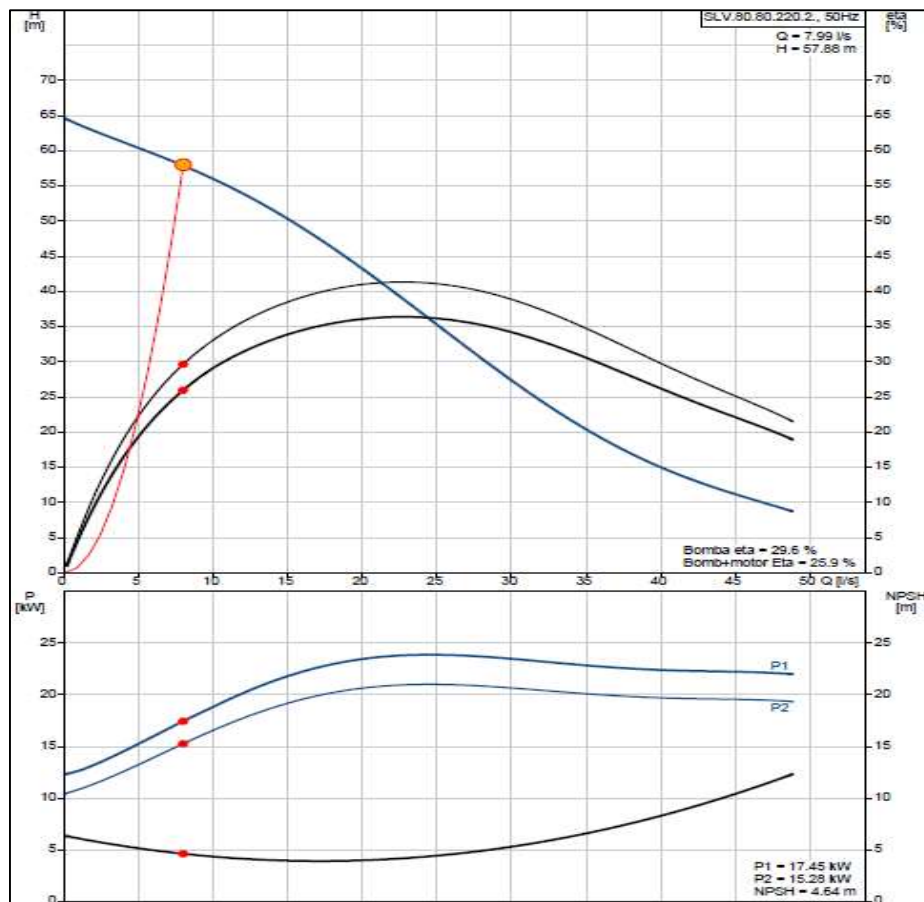
5.11.1.1. Curva Característica de la Bomba Sumergible Grundfos

SLV.80.80.220.2.52H.S.N.51D.

Como se indicó anteriormente, se debe incluir una bomba con curvas tanto por encima como por debajo de las necesidades del proyecto, por tal razón se analiza para cada uno de los periodos de diseño establecidos ($T=15$ años):

- Condiciones del periodo diseño: $H=57.8$ m y $Q_{\text{sanitario}}=2.81$ l/s:

En base a la figura 47, se establece que el caudal de bombeo será de 8 l/s, ya que este caudal satisface las condiciones dadas.

Figura 47.*Curva característica de la bomba.*

Nota: La figura indica la curva característica de la bomba en uso para la estación de bombeo.

Fuente: Elaborado por autores a través de Grundfos®.

Estas curvas publicadas de bombas sumergibles Grundfos (ver figura 47) están dibujadas de forma que, en una instalación sumergida no cavita, es decir no se producirá la formación y rotura de burbujas de vapor en el flujo, que se da cuando la presión estática local del flujo baja hasta o por debajo de la tensión de vapor del líquido a temperatura ambiente (Grundfos, 2013).

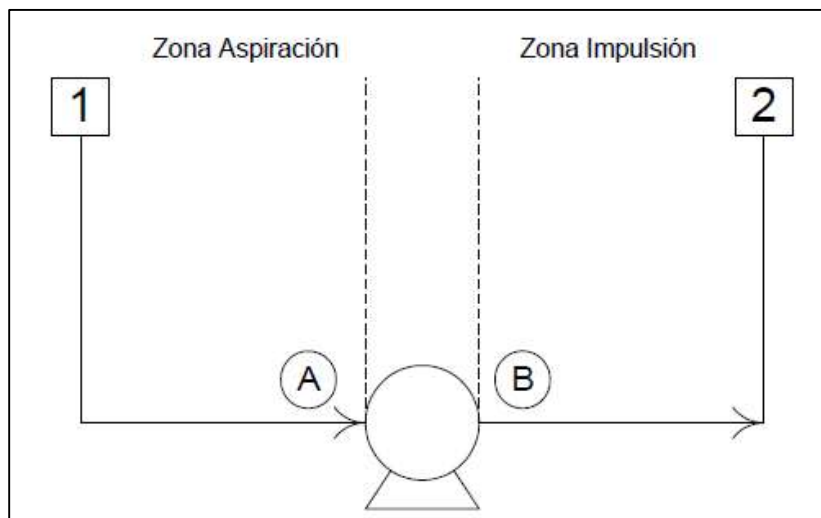
5.11.2. N. S. P. H.

Net Positive Suction Head (NSPH) es la altura de aspiración neta positiva de la bomba. En bombas sumergibles este valor viene dado por el fabricante por lo que para la bomba sumergible

SLV.80.80.220.2.52H.S.N.51D la altura de aspiración es de alrededor de 4.6 m. según se observa en la figura 48.

Figura 48.

Zona de aspiración e impulsión.



Nota: La figura indica la zona de aspiración y propulsión a través de la bomba sumergible.

Fuente: McCabe, Smith, & Harriott, (2007, p. 235). Recuperado de Operaciones Unitarias en Ingeniería Química.

5.12. Número de Bombas

Las bombas en una estación de bombeo de aguas residuales se seleccionan considerando que por lo menos una esté siempre en stand-by, por lo que el número óptimo de bombas para la mayoría de estaciones de bombeo pequeñas (caudal menor de 50 l/s), es de dos siendo ideal seleccionar bombas idénticas (Grundfos, 2013). Por lo cual se implementan dos bombas centrífugas que bombean 8 l/s cada una.

5.13. Volumen y Área del Pozo de Bombeo o Fosa Húmeda

El volumen efectivo de la fosa húmeda debe ser del tamaño ideal, un volumen demasiado grande puede generar acumulación de lodos, mientras que un volumen demasiado pequeño puede

generar arranques y paradas demasiado frecuentes. (Comisión Nacional del Agua [Conagua], 2019)

5.13.1. Área del Pozo de Bombeo

El dimensionamiento de la fosa húmeda o también conocido como cárcamo depende del tipo que se trate. En este caso es un cárcamo de flujo constante, es decir, el caudal que ingresa es desalojado una vez alcanzado el nivel de arranque de la bomba (Lineamientos Técnicos para Factibilidades [SIAPA], 2014).

Según Grundfos (2013), al sustituir el volumen efectivo con el área de la superficie de la fosa húmeda, donde el caudal sanitario que ingresa a la estación de bombeo es ($Q = 6.06$ l/s).

$$A_w = \frac{Q}{20} \quad \text{Ec. 5.13.1.1}$$

Donde:

A_w = Área de la fosa húmeda en m^2 , y

Q = Caudal total de la estación de bombeo en l/s.

$$A_w = \frac{6.06 \text{ l/s}}{20}$$

$$A_w = 0.3 \text{ m}^2$$

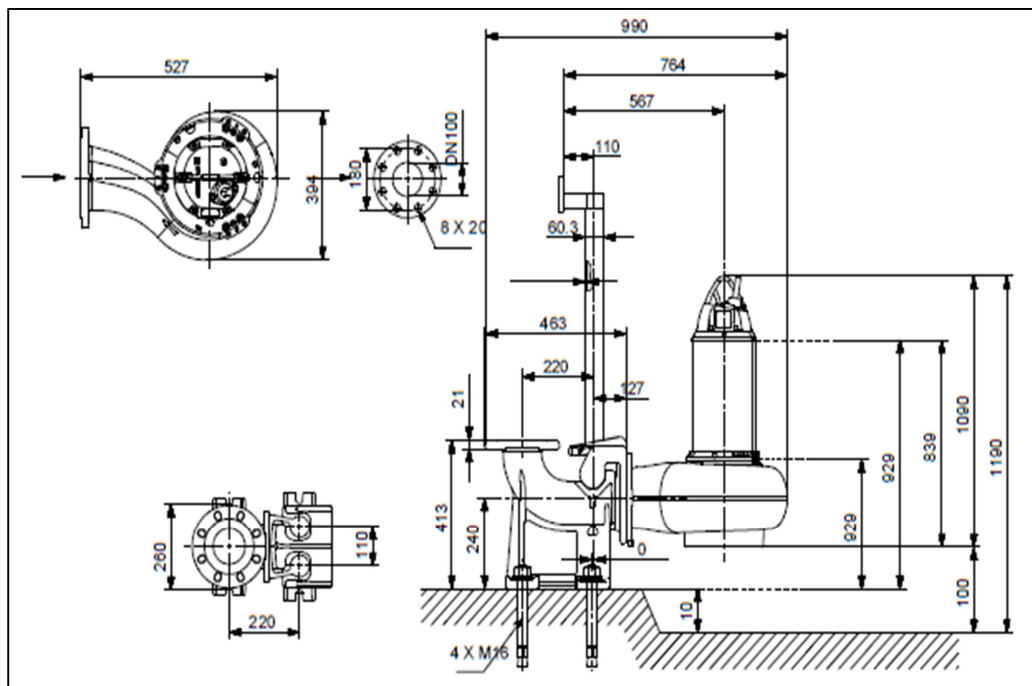
Asumiendo que la fosa húmeda tiene una forma cuadrada cada lado mide 0.55 m, razón por la cual para caudales de estaciones pequeñas ($Q = 4$ a 90 l/s) el área de la fosa húmeda está limitado por las dimensiones físicas de las bombas, por lo que se toman las siguientes consideraciones:

- La distancia mínima entre la bomba y la pared es de $0.8D$ o por lo menos 100 mm, y
- La distancia entre bombas de 1.5 ó $2D$.

La bomba sumergible SLV.80.80.220.2.52H.S.N.51D tiene las siguientes dimensiones:

Figura 49.

Dimensiones de bomba sumergible.



Nota: La figura indica las dimensiones generales de la bomba en uso para la estación de bombeo.

Fuente: Elaborado por autores a través de Grundfos®.

Tabla 33.

Características físicas de la bomba.

Características	Simbología	Magnitud
Longitud de la bomba	L	99.00 cm
Diámetro	D	39.40 cm
Altura	H	109.00 cm
Dist. del fondo al eje de la tubería de impulsión	E	25.00 cm
Dist. del eje de la tub. De impulsión a H. total de la bomba	K	94.00 cm
Distancia de la base de la bomba al fondo de la fosa	C _f	10.00 cm

Fuente: Elaborado por autores.

En base a las consideraciones planteadas se terminan las dimensiones de la fosa húmeda:

5.13.1.1. Base de la Fosa Húmeda.

La base de la fosa húmeda será diseñada de tal forma que tenga la capacidad de albergar 3 bombas, previendo cualquier ampliación que pueda darse después del periodo de diseño establecido, las mismas que tienen un diámetro de 40 cm separadas entre sí ($B=2*D$), y con una separación a la pared de ($C=0.8*D$), por tanto:

$$\text{Base} = 2 * B + 2 * C \quad \text{Ec. 5.13.1.1.1}$$

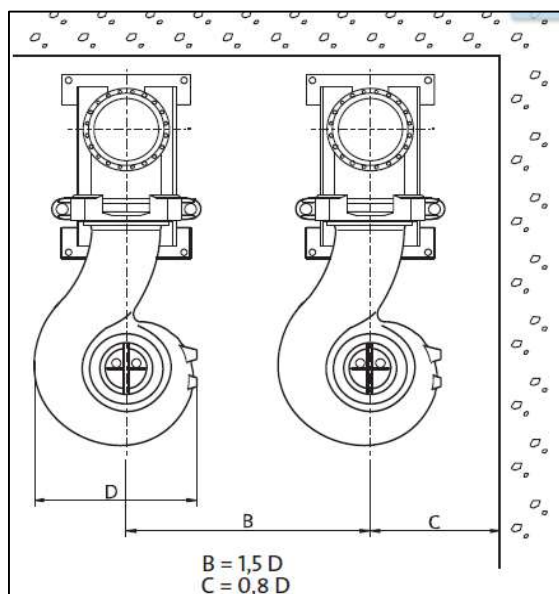
$$\text{Base} = 2 * (2 * 0.4) + 2 * (0.8 * 0.4) \text{ [m]}$$

$$\text{Base} = 2.24 \text{ m}$$

Por medidas constructivas se asume una base de 2.3 m de ancho.

Figura 50.

Dimensiones recomendables de instalación de bombas sumergibles.



Nota. La figura indica las dimensiones recomendadas para la instalación de bombas sumergibles.

Fuente: Grundfos (2013, p. 59). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

5.13.1.2. Canastilla Retenedora de Sólidos.

La canastilla es diseñada para estaciones de bombeo pequeñas, las mismas que deben retener sólidos gruesos, con la finalidad de proteger a las bombas del atascamiento. La separación mínima deberá ser de 40 mm (Interagua, 2015) y la separación máxima está dada por el fabricante.

Según Grundfos (2013), la separación máxima debe ser menor de 80 mm, ya que el impulsor admite el paso de fibras largas y sólidos de dicha dimensión.

Según la Interagua (2015), la base de la canastilla no debe ser menor 0.5 m^2 , por lo que se toma esta recomendación al tratarse de una estación de bombeo pequeña, obteniendo las siguientes dimensiones (Ver figura 52).

$$\text{Largo} = 0.7 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho} = 0.70 \text{ m.}$$

$$\text{Profundidad} = 0.7 \text{ m.}$$

5.13.1.3. Determinación de la Longitud de la Fosa Húmeda

Tomando en consideración la ubicación de la canastilla en la fosa húmeda, la longitud de la misma está dada por la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud} = L_{\text{canast.}} + L_{\text{bomba}} + D_{\text{bom-pare}} + D_{\text{bom-canastil}} \quad \text{Ec. 5.13.1.3.1}$$

$$\text{Longitud} = 0.7 + 0.99 + (0.8 * 0.4) + (0.8 * 0.4)$$

$$\text{Longitud} = 2.29 \text{ m}$$

Por medidas constructivas se asume una base de 2.3 m de longitud. Por lo cual la estación de bombeo tendrá las siguientes dimensiones (Ver figura 52).

$$\text{Ancho de la fosa húmeda (B)} = 2.3 \text{ m.}$$

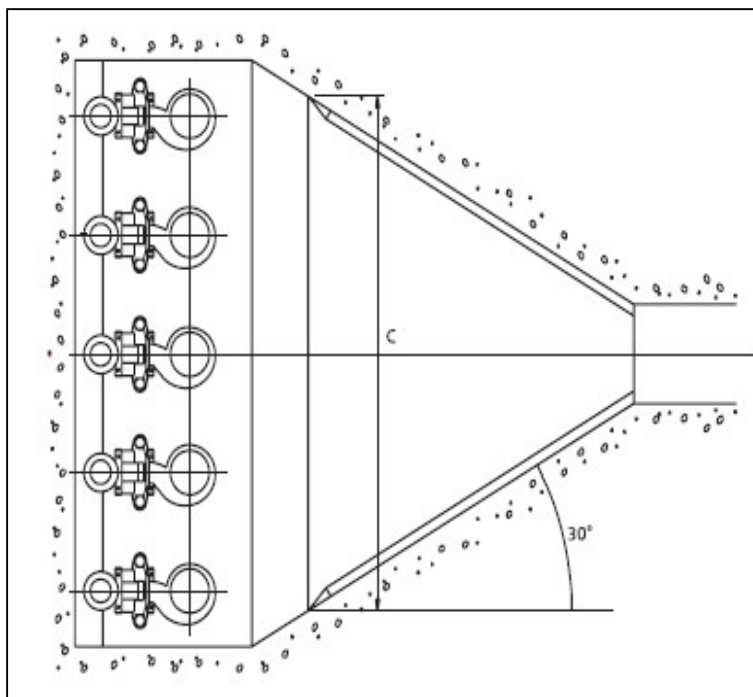
$$\text{Largo de la fosa húmeda (L)} = 2.3 \text{ m.}$$

5.13.2. Diseño de la Estación de Bombeo

Considerando que después del periodo de diseño se deba implementar una bomba más, el pozo de bombeo será diseñado para la colocación de 3 bombas de las mismas características. Según Grundfos (2013), el diseño para una estación de bombeo para varias bombas sumergibles, es el siguiente esquema:

Figura 51.

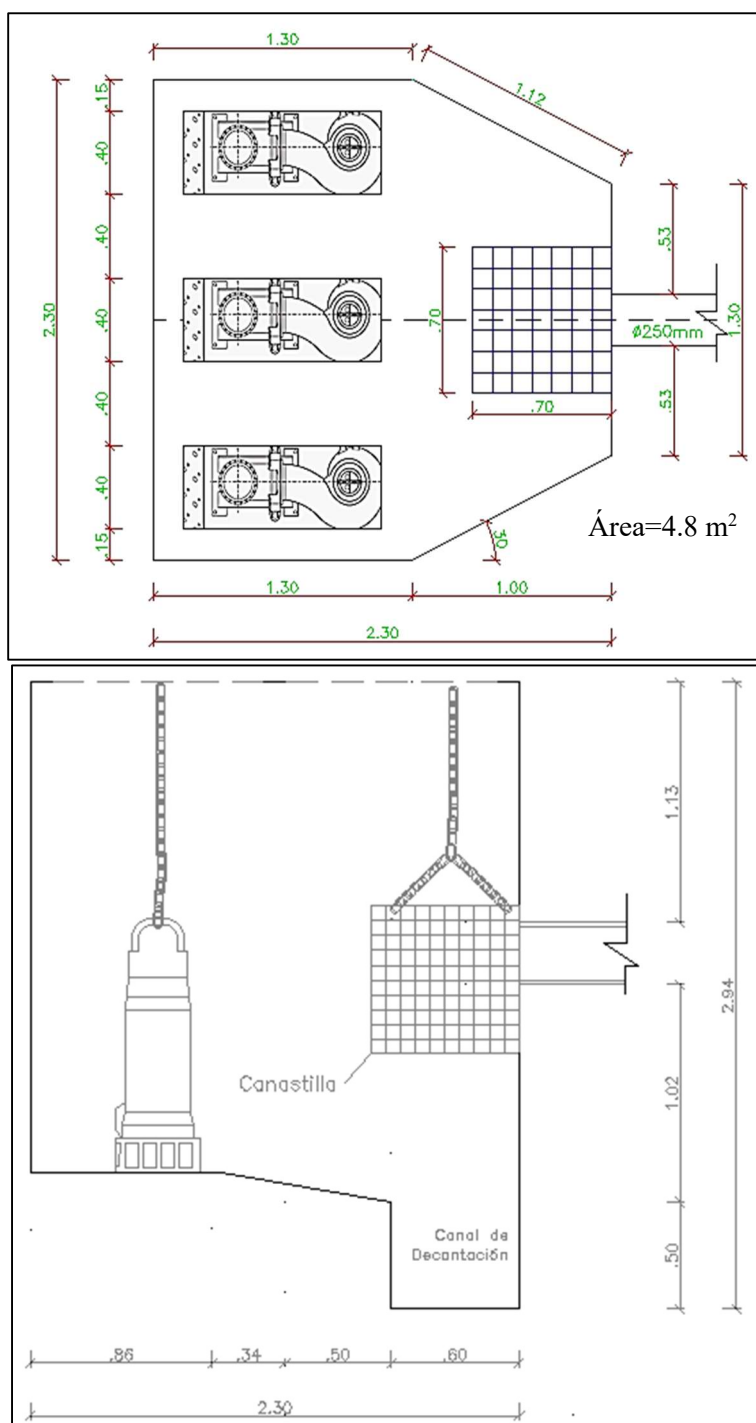
Diseño de una estación de bombeo para varias bombas sumergibles.



Nota: La figura indica la implantación de varias bombas en uso para la estación de bombeo.

Fuente: Elaborado por Autores a través de Grundfos®.

Tomando estas recomendaciones y con las medidas obtenidas de la fosa húmeda (literal 5.13.1.3) y de las dimensiones de la canastilla retenedora de sólidos (literal 5.13.1.2), el diseño de la estación de bombeo es el que se presenta en la figura 52.

Figura 52.*Diseño de una estación de bombeo.*

Nota: La figura indica vista superior y corte de la estación de bombeo de aguas residuales.

Fuente: Elaborado por autores.

Obteniendo un área de la fosa húmeda de 4.8 m^2 .

5.14. Estructuras de Pre-tratamiento

El caudal sanitario que ingresa a la estación bombeo tendrá un pre-tratamiento primario mediante la remoción de sólidos gruesos y la decantación de sólidos finos y material particulado.

5.14.1. Remoción de Sólidos Gruesos

La remoción de sólidos gruesos (mayores a 70 mm), se dará de forma mecánica mediante la colocación de una canastilla retenedora de sólidos ubicada al ingreso del pozo de bombeo, de modo que “las aguas servidas ingresan por la parte superior de la misma y el desalojo del líquido se lo hará por las caras laterales o inferior de la canastilla, de esta manera garantiza que este elemento realice la función de cedazo de los sólidos que llegan junto con el caudal servido” (Interagua, 2015 p. 10).

Los sólidos retenidos deberán ser desalojados diariamente, con el fin de evitar la producción de malos olores debido al almacenamiento de este material.

5.14.2. Decantación de Sólidos Finos

La sólidos finos y material particulado que atraviese el cedazo de la canastilla mecánica (sólidos menores a 70 mm), se decantaran en el canal de $0.6 \times 0.5 \text{ m}$ ubicado bajo la canastilla retenedora de sólidos, el mismo que tiene la capacidad de almacenar un volumen de 0.4 m^3 .

La limpieza del canal de decantación se lo deberá realizar periódicamente en intervalos de 7 o 15 días en época de sequía y cuando existan eventos de precipitación, esta deberá ser diaria con el fin de proteger la operación de las bombas.

El material decantado deberá ser removido manualmente después que el volumen muerto sea succionado con la ayuda de una bomba externa y conducido hacia la descarga.

5.15. Niveles de Operación de la Bomba

Los niveles de operación de la bomba son dos: niveles de arranque y parada en la fase de diseño. Los cuales deben ser comprobados y, de ser necesario, cambiarse durante la puesta en marcha con el fin de garantizar un buen funcionamiento de la estación de bombeo (Grundfos, 2013).

La estación de bombeo consta de un volumen por debajo del nivel de parada (volumen muerto) y un volumen efectivo de bombeo, que varía con el bombeo y la afluencia de caudal.

5.15.1. Nivel de Parada

Según Grundfos (2013), el nivel de parada debe encontrarse lo más bajo posible, de modo que la velocidad del flujo aumente al final del ciclo de trabajo de bomba. Los niveles de parada están fijados por las siguientes condiciones:

- El nivel de parada debe ajustarse de modo que los motores estén sumergidos lo suficiente para que se consiga una refrigeración adecuada.
- Por el nivel de aire que es aspirado por la bomba (nivel que es difícil de prever), por lo que se determina durante la puesta en marcha de la estación de bombeo.

Según Grundfos (2013), el nivel de parada (h_{s2}) para estaciones de bombeo de varias bombas con motores refrigerados por inmersión, es el siguiente:

$$h_{s2} = E + \frac{k}{2}$$

Donde:

Distancia de la base al eje de la tubería de impulsión (E) = 0.25 m, y

Distancia del eje de la tubería de impulsión a la altura total de la bomba (K) = 0.94 m.

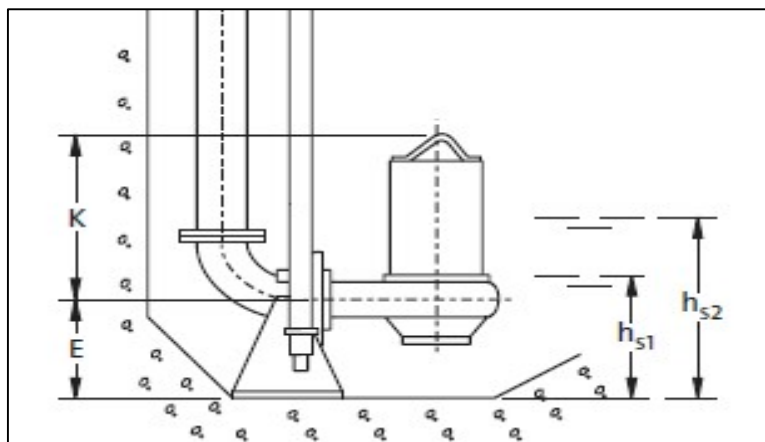
$$h_{s2} = 0.25 + \frac{0.94}{2}$$

$$h_{s2} = 0.72 \text{ m}$$

Obteniendo como nivel de parada ($N_{\text{parada}} = 0.75 \text{ m}$). El cual genera un volumen de retención o muerto de 3.6 m^3 .

Figura 53.

Niveles de parada recomendados en la fase de diseño.



Nota: La figura indica los niveles de parada de las bombas sumergibles.

Fuente: Grundfos (2013, p. 61). *The Sewage Pumping Handbook*.

En la figura 53 se presentan los niveles de parada recomendados por el manual Grundfos, donde el valor de h_{s1} , es el nivel de parada de dos bombas sumergibles y el valor de h_{s2} , es el nivel de parada para instalaciones con varias bombas.

5.15.2. Niveles de Arranque de la Bomba

En estaciones de bombeo con dos o más bombas funcionando en alternancia. La bomba principal en servicio puede sola manejar las situaciones más normales de caudal (Q_i), es decir, arranca cuando el nivel del agua sube al nivel de arranque. Cuando la afluencia de caudal es mayor

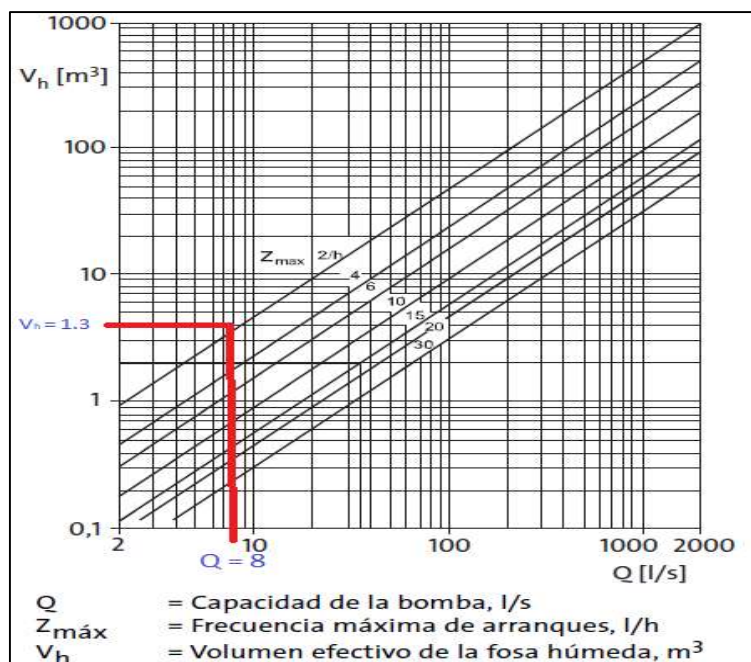
que la capacidad de la bomba (Q_l), es decir, cuando se produzca un evento de precipitación, cuyo nivel seguirá subiendo sobre el nivel de arranque, este caudal excedente será transportado hacia la red de alcantarillado por una tubería de desfogue (Grundfos, 2013).

Según Grundfos (2013), el nivel de arranque para bombas sumergibles configuradas para funcionamiento en stand-by puede ajustarse 1 m por encima del nivel de parada ($N_{parada} = 0.75$ m). El nivel de arranque en estaciones con afluencias pequeñas puede ser inferior, en base a las siguientes consideraciones.

- El volumen efectivo de bombeo, según (Grundfos, 2013) varía con la frecuencia de arranques de la bomba. Considerando que el ciclo de bombeo debe ser máximo 30 min (Conagua, 2015). Se asume que la bomba, arranca dos veces por hora, las cuales tienen una capacidad máxima de 8 l/s.

Figura 54.

Niveles de parada recomendados en la fase de diseño.



Nota: La figura indica niveles de parada recomendados en fase de diseño de bombas sumergibles.

Fuente: Grundfos (2013, p. 110). Recuperado de Manual de bombeo de Aguas residuales.

En la figura 54, se presenta un nomograma en el cual se determina el volumen efectivo (V_h) genera un volumen de 1.3 m^3 , el cual se traduce a un nivel de arranque o sumergencia (ΔH) de 0.3 m .

$$\Delta H = \frac{V}{A} = \frac{1.3 \text{ m}^3}{4.8 \text{ m}^2} = 0.3 \text{ m}$$

Según la OPS (2005), la altura mínima entre el nivel mínimo ($h=1.2 \text{ m}$) y la unión con la boca de la tubería debe ser igual o superior a los siguientes:

- Para impedir el ingreso de aire, de acuerdo al diámetro de succión de la bomba (DN=100)

$$\Delta H = 2.5 * D + 0.1$$

$$\Delta H = 2.5 * 0.1 + 0.1 = 0.35 \text{ m}$$

- La sumergencia mínima debe ser $1.5D$ o $0.2D$ (D es el diámetro de succión de la bomba).

Pero en ningún caso menor a 0.5 m para bombas pequeñas.

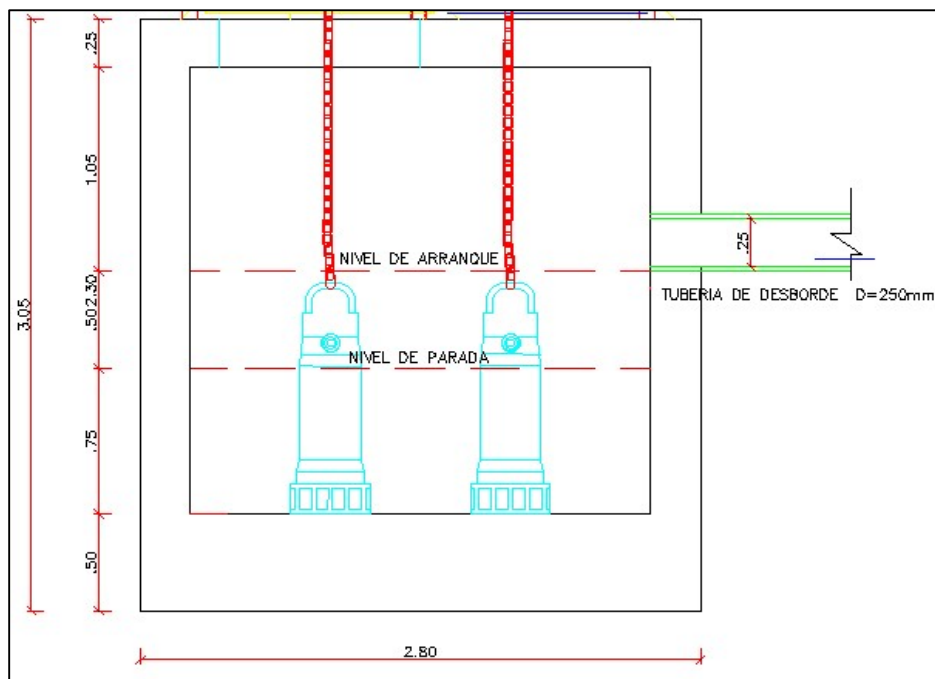
$$\Delta H = 2 * D$$

$$\Delta H = 2 * 0.1 = 0.2 \text{ m}$$

En base a las recomendaciones planteadas se toma como valor de sumergencia ($\Delta H = 0.5 \text{ m}$), valor mínimo recomendado. El mismo que genera un volumen efectivo de bombeo de 2.4 m^3 .

Figura 55.

Esquema de niveles de operación de la estación de bombeo.



Nota: La figura indica vista en corte de los niveles de operación de la estación de bombeo de aguas residuales.

Fuente: Elaborado por autores.

En la figura 55 se presentan los niveles de operación de la estación de bombeo. El nivel de parada ubicado a 0.75 m, medido desde el fondo de la fosa húmeda y el nivel de arranque ubicado a una altura de 0.5 m a partir del nivel de parada.

5.15.3. Tubería de Entrada de la Estación de Bombeo

La ubicación de la tubería de entrada de la estación de bombeo puede generar problemas de funcionamiento de la bomba. Una tubería de entrada situada demasiado alta en relación a la superficie del líquido puede generar retención de aire, al igual que formación de remolinos a la entrada de la fosa por altas velocidades del caudal de ingreso (Grundfos, 2013).

La tubería de entrada debe permanecer sumergida, de modo que se evite la retención de aire en el impulsor, que genera una reducción de potencia y de rendimiento de la bomba. La

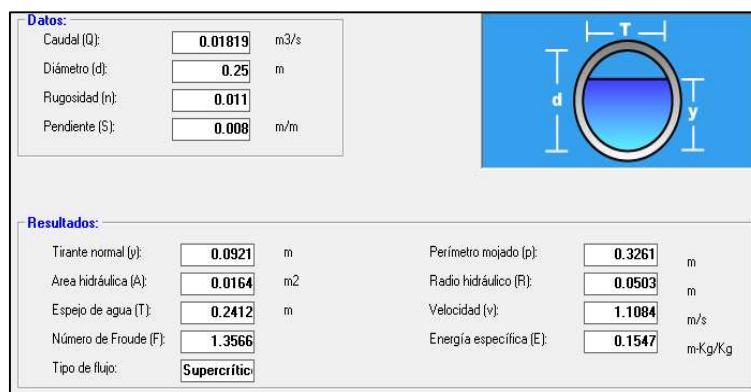
velocidad del caudal al ingreso de la estación de bombeo debe ser menor de 1.2 m/s para evitar la formación de remolinos en la fosa húmeda (Grundfos, 2013).

La velocidad del caudal combinado al presentarse un evento de precipitación será de 1.1 m/s.

En la Figura 56 se verifica que la velocidad de flujo en la tubería de ingreso a la fosa húmeda sea menor que 1.2 m/s. Obteniéndose así una velocidad de 1.1 m/s.

Figura 56.

Velocidad de la tubería de entrada a la estación de bombeo.



Nota: La figura indica la velocidad de entrada del flujo hacia el interior de cárcamo.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

5.16. Verificación del Ciclo de Bombeo y del Nivel de Sumergencia (ΔH)

5.16.1. Ciclo de Bombeo

El ciclo de bombeo está compuesto por el tiempo de llenado del volumen efectivo de bombeo (t_{ll}) y el tiempo de vaciado (t_v). El mismo que debe tener una duración mayor a 10 min y menor que 30 min, ya que este es el valor de retención máximo del agua servida en la fosa húmeda para minimizar las condiciones el desarrollo de condiciones sépticas y producción de malos olores.

La duración mínima de un ciclo de bombeo se presenta cuando el caudal de ingreso (Q_i) es igual a la mitad de la capacidad de la bomba, en estas condiciones la duración del tiempo en que está encendida la bomba es igual al tiempo en que permanece apagada. Si el caudal es mayor la bomba permanecerá encendida por más tiempo y viceversa; por lo que, en ambos casos, la duración del ciclo es mayor que el mínimo (SIAPA, 2014).

5.16.2. Determinación del Ciclo de Bombeo Para el Periodo de Diseño

Se determina la variación de caudal en un día con tiempo de retorno 15 años ($Q_{med}=2.81$ l/s), en base a patrones de consumo que varían a cada hora, obteniendo:

Tabla 34.

Variación de consumo en un día en el periodo de diseño ($T=15$ años).

T (H)	P. de consumo	Q_i (lt/s)	T_{II} (min)	T_v (min)	T (min)	Vol de ingreso (m³)	Vol de bombeo (m³)
1	0.2	0.56	71.43	5.38	76.81	2.06	2.07
2	0.2	0.56	71.43	5.38	76.81	2.06	2.07
3	0.4	1.12	35.71	5.81	41.52	3.91	3.90
4	0.5	1.41	28.37	6.07	34.44	4.95	4.95
5	1.2	3.37	11.87	8.64	20.51	12.03	12.03
6	1.3	3.65	10.96	9.2	20.16	13.25	13.25
7	1.6	4.5	8.89	11.43	20.32	16.46	16.46
8	1.2	3.37	11.87	8.64	20.51	12.03	12.03
9	1	2.81	14.23	7.71	21.94	9.99	9.99
10	1.1	3.09	12.94	8.15	21.09	10.95	10.95
11	1.2	3.37	11.87	8.64	20.51	12.03	12.03
12	1.3	3.65	10.96	9.2	20.16	13.25	13.25
13	1.7	4.78	8.37	12.42	20.79	17.29	17.29
14	1.4	3.93	10.18	9.83	20.01	14.16	14.16
15	1.3	3.65	10.96	9.2	20.16	13.25	13.25
16	1.2	3.37	11.87	8.64	20.51	12.03	12.03
17	1.1	3.09	12.94	8.15	21.09	10.95	10.95
18	1.3	3.65	10.96	9.2	20.16	13.25	13.25
19	1.2	3.37	11.87	8.64	20.51	12.03	12.03
20	1.4	3.93	10.18	9.83	20.01	14.16	14.16

T (H)	P. de consumo	Qi (lt/s)	T _{II} (min)	T _v (min)	T (min)	Vol de ingreso (m ³)	Vol de bombeo (m ³)
21	1	2.81	14.23	7.71	21.94	9.99	9.99
22	0.8	2.25	17.78	6.96	24.74	8.02	8.02
23	0.3	0.84	47.62	5.59	53.21	2.95	2.95
24	0.1	0.28	142.86	5.18	148.04	0.99	0.99
Q medio =		2.81					

Nota:

[t]= Horas en un día

[Qi]= Caudal de ingreso

[T_{II}]= Velocidad de flujo

[T_v]= Numero de Froude

Fuente: Elaborado por autores.

Se realiza un ejemplo de cálculo con el caudal máximo en el tiempo de retorno de 15 años, que se espera tener a la 13:00 horas, $Q_{\max} = 4.78$ l/s, para el que se determina el ciclo de bombeo, así como el número de arranques en esta hora.

5.16.2.1. Tiempo de Operación de la Bomba (T_v)

Según la guía de bombeo (OPS, 2005), el tiempo de operación mínima de la bomba es de 5 min, es decir, es el tiempo en el que se bombea el volumen efectivo hasta llegar al nivel de parada de la bomba.

En la tabla 35 se tienen los datos necesarios para determinar el funcionamiento de la estación de bombeo, determinados anteriormente.

Tabla 35.

Datos iniciales del funcionamiento de la estación de bombeo.

Volumen efectivo de bombeo	V _r	2400 lt
Caudal de bombeo (15 años)	Q bomba	8.000 l/s
Caudal de ingreso (15 años)	Q _{max_15}	4.780 l/s

Fuente: Elaborado por autores

$$T_v = \frac{V_r}{(Q_{bom} - Q_{ingreso})} \quad \text{Ec. 5.16.2.1.1}$$

$$T_v = \frac{2400 \text{ lt}}{(8 \frac{\text{lt}}{\text{s}} - 4.78 \frac{\text{lt}}{\text{s}})} = 745.34 \text{ s}$$

$$T_v = 12.42 \text{ min}$$

5.16.2.2. Comprobación del Volumen Efectivo de Bombeo

El volumen efectivo de bombeo debe mayor o igual que el volumen mínimo requerido. El volumen mínimo se lo determina con la siguiente expresión:

$$V_{\min} = \frac{Q_{bom} \cdot t_v}{4} \quad \text{Ec. 5.16.2.2.1}$$

$$V_{\min} = \frac{8 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * 745.34 \text{ s}}{4} = 1490.68 \text{ lt}$$

$$V_{\min} = 1.49 \text{ m}^3$$

Por lo tanto:

Volumen efectivo de bombeo	>	Volumen Mínimo
2.4 m ³	>	1.49 m ³

5.16.2.3. Tiempo de Llenado (T_{ll}).

El tiempo de llenado, corresponde al tiempo que se demora en llenar el volumen efectivo con la bomba parada.

$$T_{ll} = \frac{V_r}{Q_{ingreso}} \quad \text{Ec. 5.16.2.3.1}$$

$$T_{ll} = \frac{2400 \text{ lt}}{4.78 \frac{\text{lt}}{\text{s}}} = 502.092 \text{ s}$$

$$T_{ll} = 8.37 \text{ min}$$

5.16.2.4. Duración del Ciclo de Bombeo.

Este ciclo de bombeo corresponde al tiempo compuesto por el llenado y vaciado del volumen efectivo. Y debe estar en un rango entre 10 a 30 min.

$$T = t_v + t_{ll} \quad \text{Ec. 5.16.2.4.1}$$

$$T = 12.42 + 8.37 \text{ min}$$

$$T = 20.79 \text{ min}$$

5.16.2.5. Número de Arranques de la Bomba.

El número de arranques de la bomba en una hora, está determinado por ciclo de bombeo

$$\text{N}^\circ \text{ de Arranques} = \frac{60 \text{ (min)}}{\text{Ciclo de bombeo (min)}} \quad \text{Ec. 5.16.2.5.1}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Arranques} = \frac{60 \text{ (min)}}{20.79 \text{ (min)}}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de Arranques} = 2.88$$

El número de arranques la bomba en la hora pico del día es de 3 veces.

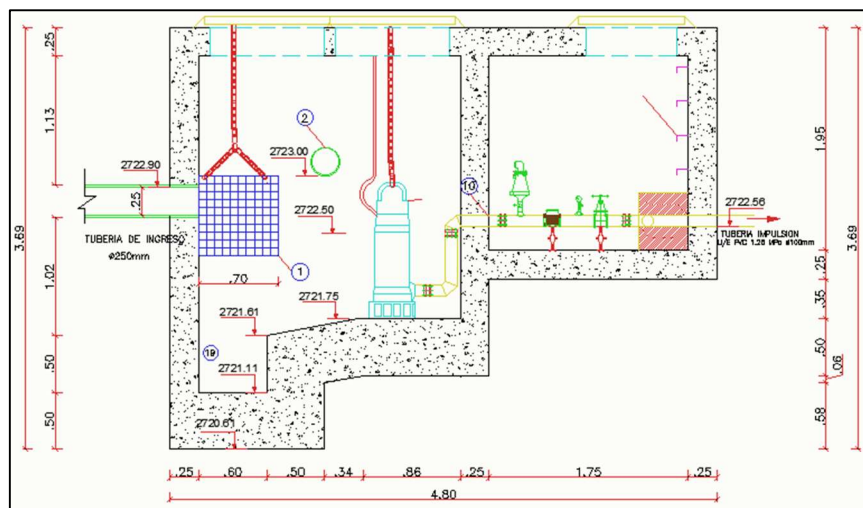
5.16.3. Niveles de Operación de la Bomba

La operación de la bomba se da entre el nivel de arranque ($h = 1.25 \text{ m}$) y el nivel de parada ($h=0.75 \text{ m}$), accionadas mediante boyas o flotadores. El volumen que supere el nivel de arranque será desfogado por una tubería de 250 mm hacia el pozo P98. La tubería de ingreso está situada 10 cm bajo el nivel de arranque.

En la figura 57 se muestra un corte longitudinal de la estación de bombeo en la que se observa los niveles de operación de bombeo, al igual que se verifica la condición de sumergencia de la tubería de ingreso a la estación de bombeo, la misma que está ubicada 10 cm debajo del nivel de parada de arranque de la bomba. Al igual que se presenta la ubicación de la tubería de desfogue ubicado en el mismo nivel que el nivel de arranque de la bomba.

Figura 57.

Niveles de operación [T=15 años].

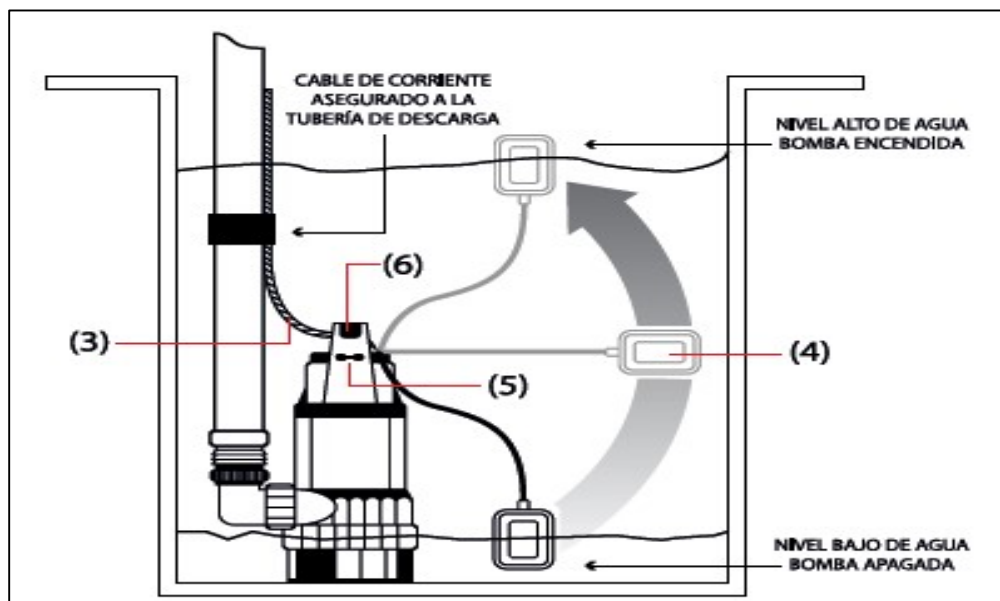


Nota: La figura indica la vista en corte de la estación de bombeo con sus niveles de operación. [T=15 años].

Fuente: Elaborado por autores.

Figura 58.

Operación de la boya o reguladora de nivel.



Nota: La figura indica la operación de la boya o regulador según el nivel de agua dentro del cárcamo.


Fuente: Manual de instalación y operación de bombas sumergibles [IUSA], (p. 7).

La boya o reguladora de nivel activan el funcionamiento de la bomba mediante una alarma.

En la tabla 36, describe la operación de la boya o regulador de nivel la cual activa a la bomba, hasta que succione todo el volumen efectivo y al llegar al nivel de parada. Y la tabla 37 describe la operación de la boya hasta que el nivel del agua alcanza el nivel de arranque.

Tabla 36.

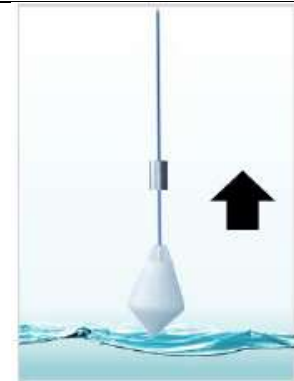
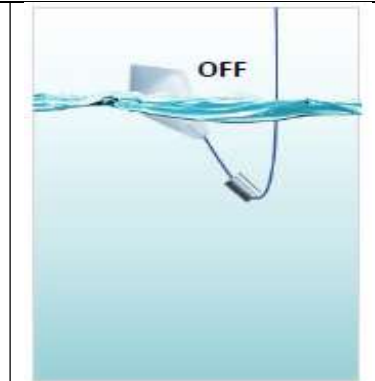

Funcionamiento de la bomba: Vaciado.

		
La bomba vacía el tanque.	El nivel de líquido desciende por debajo del flotador, la bomba se apaga.	La Conexión a la bomba.

Fuente: Specialiste de la Régulation par flotteur (2020, p. 2).

Tabla 37.

Funcionamiento de la bomba: Llenado.

		
La bomba llena el tanque.	Cuando el líquido llega al flotador, se desactiva la alimentación de la bomba.	Ajuste de la altura del flotador.

Fuente: Specialiste de la Régulation par flotteur (2020, p. 2).

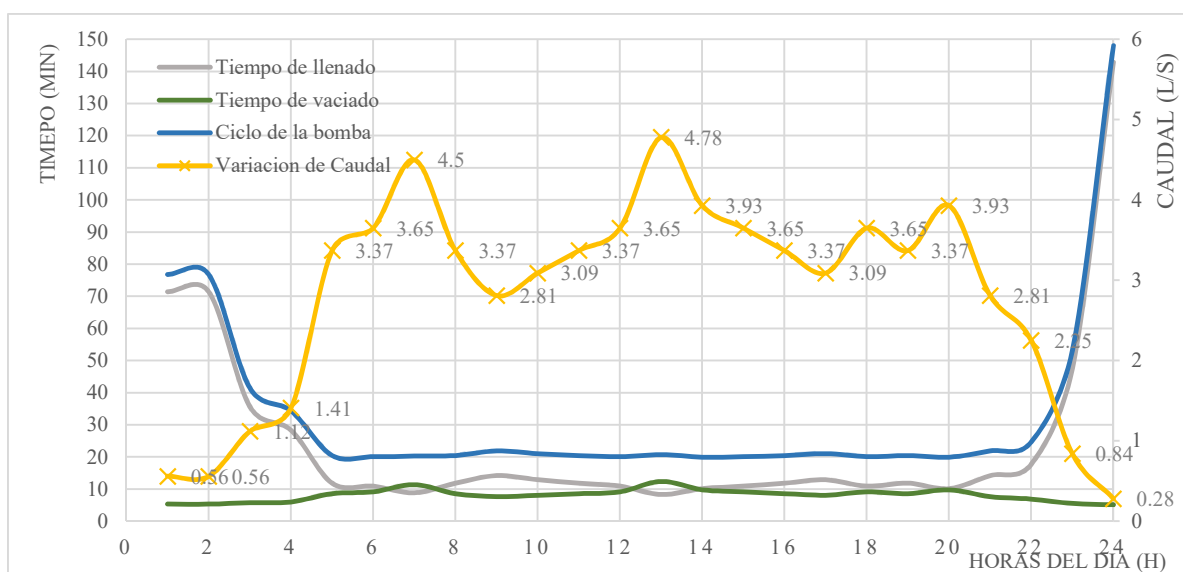
Según Interagua (2015), todas las estaciones tendrán para el control y medición del nivel boyas. En donde, el nivel medición por boyas será de tipo flotador y para trabajar exclusivamente en aguas servidas. Las boyas eliminan de manera efectiva los riesgos de encendido en seco de la bomba, y es ideal para la medición de nivel en grandes tanques y torrentes de agua con alta turbulencia gracias a su ángulo diferencial de $\pm 165^\circ$.

5.16.3.1. Ciclo de Bombeo y Números de Arranques de la Bomba.

Según el procedimiento descrito, se obtiene una gráfica de la operación de la estación de bombeo en un día para el periodo de diseño ($T=15$ años) (Ver figura 59); en la que se identifican dos periodos de bombeo bien definidos, de 5:00 a 22:00 horas un ciclo de bombeo de alrededor 20 min, siendo este un tiempo óptimo de duración según la OPS (2005) y otro periodo de 22:00 a 5:00 horas en el que este es variado debido a la poca afluencia de caudal.

Figura 59.

Ciclo de bombeo [$T=15$ años].

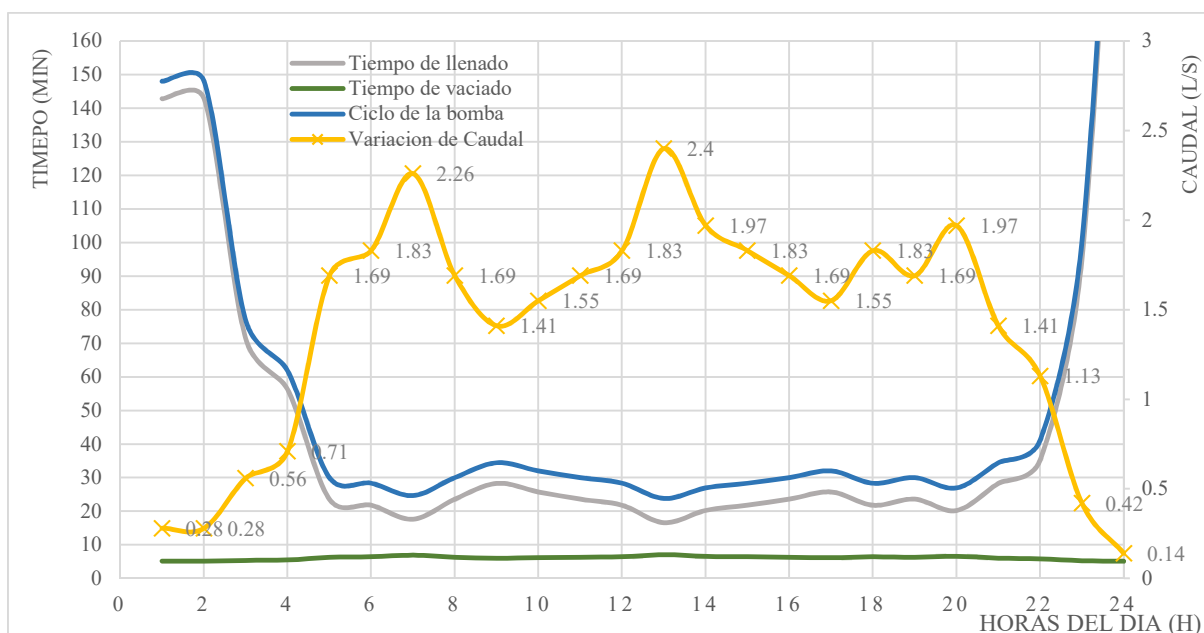


Nota: La figura indica el ciclo de bombeo de la estación para un tiempo de 15 años.

Fuente: Elaborado por autores.

Figura 60.

Ciclo de bombeo [T=1 años].



Nota: La figura indica el ciclo de bombeo de la estación para un tiempo de 1 año.

Fuente: Elaborado por autores.

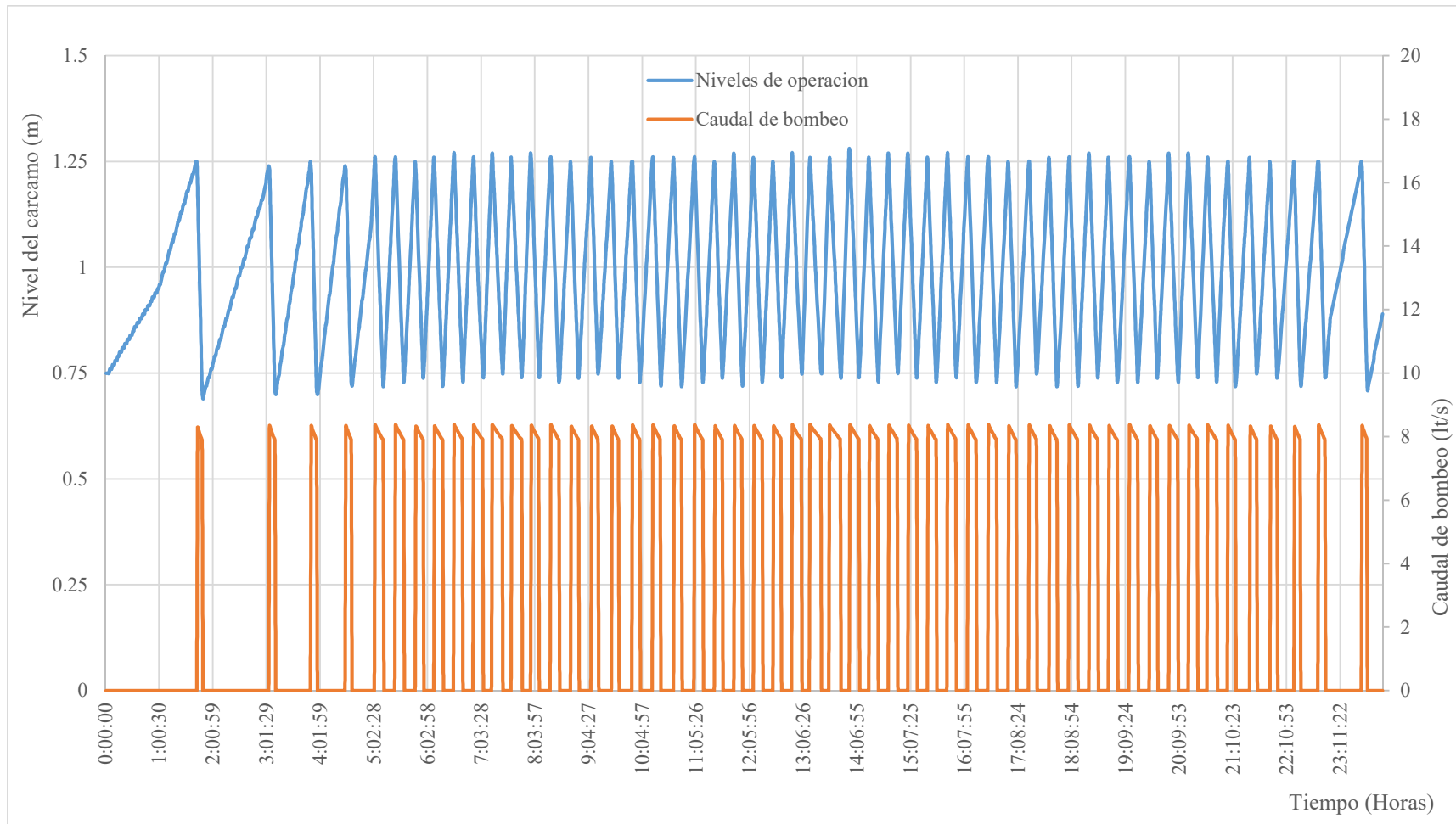
En la figura 60 se aprecia el ciclo de bombeo, para el primer año de operación de la estación de bombeo, los periodos definidos se mantienen con la salvedad que el ciclo de bombeo se encuentra en el rango de los 30 min, valor máximo a partir del cual se da el desarrollo de condiciones sépticas y la producción de malos olores.

Los planos ingenieriles de esta estructura se encuentran en los planos XIII y XIV.

En las figuras 61 y 62 se observa como el nivel de agua varia a lo largo de las 24 horas (línea azul), en los diferentes tiempos de retorno ($T=15$ años y $T=1$ año), además se aprecia la operación de la bomba (línea naranja) la cual succiona 8 l/s hasta que el nivel de agua alcance el nivel de parada, momento en el cual la bomba se detiene

Figura 61.

Operación del pozo de bombeo [T=15 años].

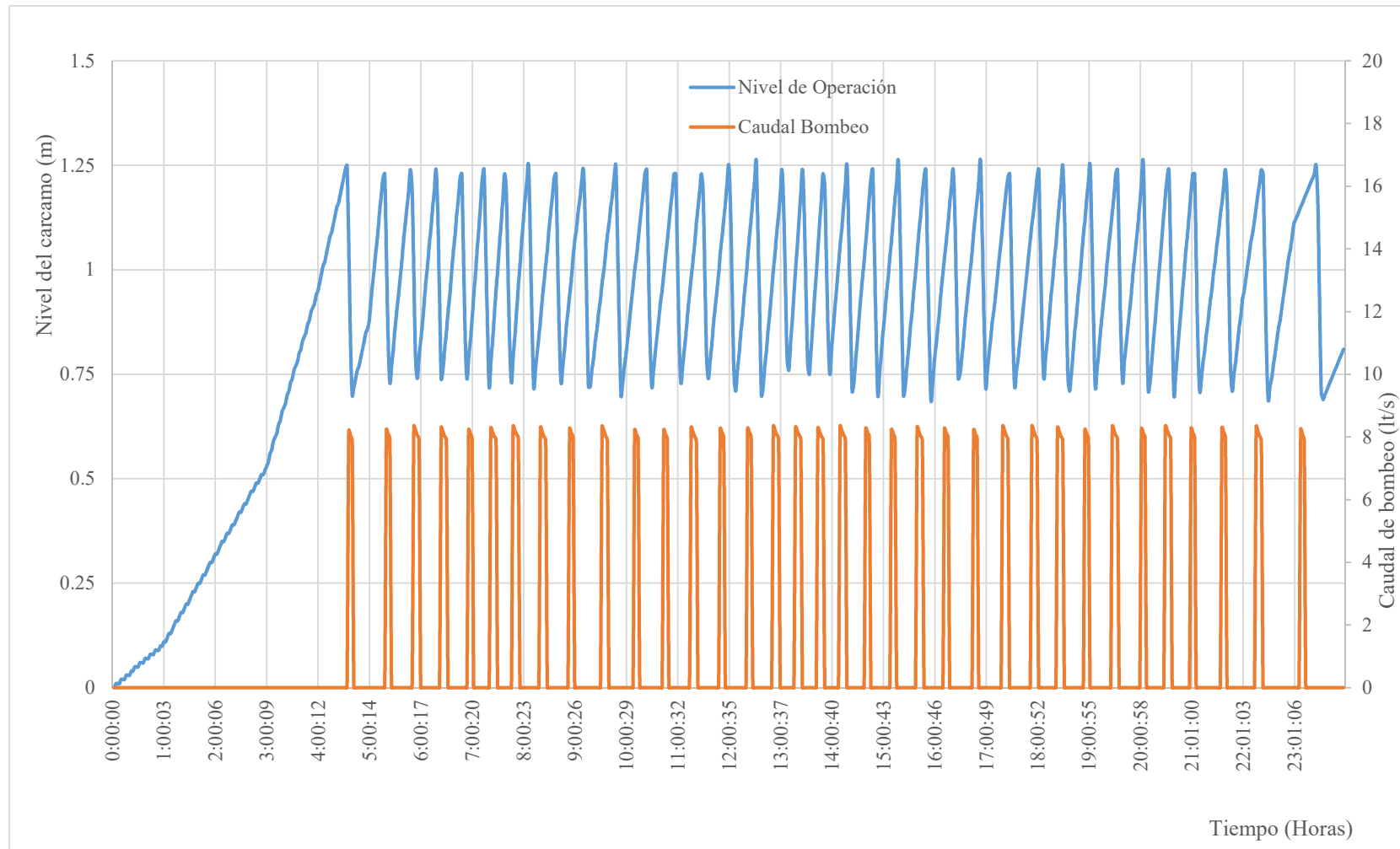


Nota: La figura indica la operación del cárcamo de la estación de bombeo en T= 15 años.

Fuente: Elaborado por autores.

Figura 62.

Operación del pozo de bombeo [T=1 año].



Nota: La figura indica la operación del cárcamo de la estación de bombeo en T= 1 año.

Fuente: Elaborado por autores.

Capítulo VI

Diseño Hidráulico Estructura de Descarga Tipo Vórtice

Con el fin de darle disposición final al caudal provocado por los eventos de precipitación, es necesario implantar una estructura que ayude a la entrega correcta de este afluente a la quebrada más cercana a la zona de proyecto.

Al entender la topografía accidentada que tienen la zona de descarga, la mejor alternativa a plantearse es una estructura de descarga vertical tipo vórtice, su utilización es muy común en los sistemas de alcantarillado a nivel mundial, el ejemplo más claro es la caída de Curbans (Italia), diseñada y analizada por (Drioli, 1969); su estructura tiene una altura de 170 m y un diámetro de 7.30 m, esta descarga en vórtice fue diseñada para un caudal de 140 m³/s.

A fin de entender mejor el funcionamiento de este tipo de estructuras, se explicará a continuación sus elementos principales y el diseño hidráulico de cada uno de ellos.

6.1. Descripción del Funcionamiento de la Estructura

Según Haro & Jara (2006), el funcionamiento de las caídas en vórtice depende de la eficiencia que tenga la estructura, el caudal que transite por este, debe garantizar la formación y la presencia del flujo helicoidal.

Cuando la eficiencia de la estructura es idónea, se producen aspecto como:

- Se mantiene una estabilidad de los flujos de aire-agua y la presión de este es casi atmosférica.
- Se evita la erosión y depósitos de material sólido en las paredes y fondo de la estructura.

- Se mantendrá la suficiente ventilación de la cámara de disipación y estructura de salida para inspecciones y reparaciones programadas.

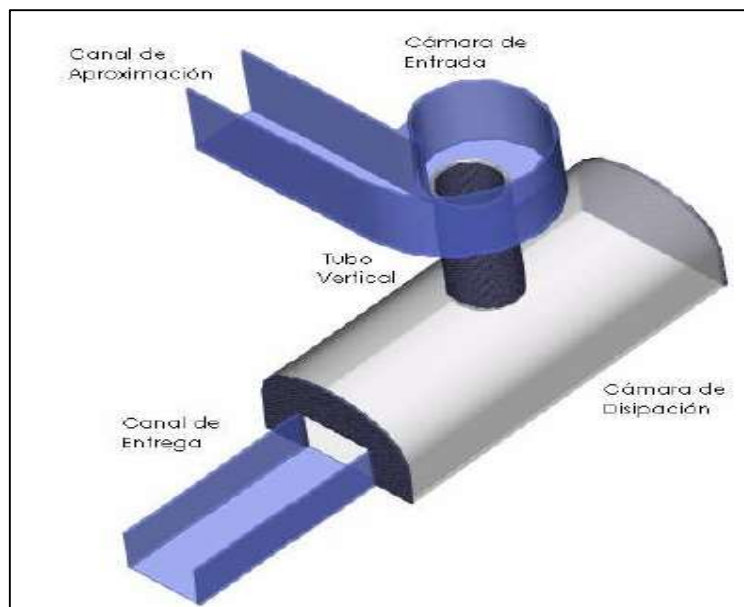
6.1.1. Elementos Principales de la Estructura

Las caídas en vórtice están constituidas de 5 elementos principales:

- Canal de aproximación,
- Cámara o estructura de entrada,
- Tubo o caída vertical,
- Cámara de disipación o estructura de salida, y
- Canal de entrega.

Figura 63.

Elementos principales de caída en vórtice.



Nota: La figura indica los principales elementos que constituyen la caída en vórtice.

Fuente: Haro & Jara (2006, p. 50). Recuperado de Manual básico de diseño de estructura de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad.

Cada uno de estos elementos tiene su función y diseño en particular. Para ello, se toma en referencia al “Manual de diseño de estructuras hidráulicas de disipadores de energía” de la IAHR (Asociación Internacional de Investigación Hidráulica, por sus siglas en inglés).

6.1.2. Canal de Aproximación

El canal de aproximación es el medio de transporte del caudal a desfogar. El canal debe ser recto con sección transversal normalmente rectangular y casi horizontal. El tipo de flujo que circula por este canal determinará las características hidrodinámicas de toda la estructura; es así que, es necesario saber el tipo de estado de flujo que tiene el afluente, ya sea este subcrítico o supercrítico (Haro & Jara, 2006).

Cuando el flujo en el canal de aproximación se encuentre en régimen subcrítico, su número de Froude es $F < 1$ o $F < 0.75$; y cuando el flujo en el canal se encuentre en régimen supercrítico, su número de Froude debe ser $F > 1$ o $F > 1.30$ (Haro & Jara, 2006).

La expresión con la cual se determina Froude (F) es la siguiente:

$$F = \frac{Q}{\sqrt{g \cdot b^2 \cdot h_o^3}} \quad \text{Ec. 6.1.2.1}$$

Donde:

Q: Caudal de descarga (m^3/s),

g: Aceleración gravitacional (m/s^2),

b y h_o : Ancho y profundidad del canal de aproximación (m).

6.1.2.1. Cámara de Entrada.

Dentro de esta estructura se da la formación de flujo helicoidal, la lámina de agua se mantiene confinada en la cámara de entrada y de este modo se garantiza un flujo helicoidal estable en el tubo vertical (Haro & Jara, 2006).

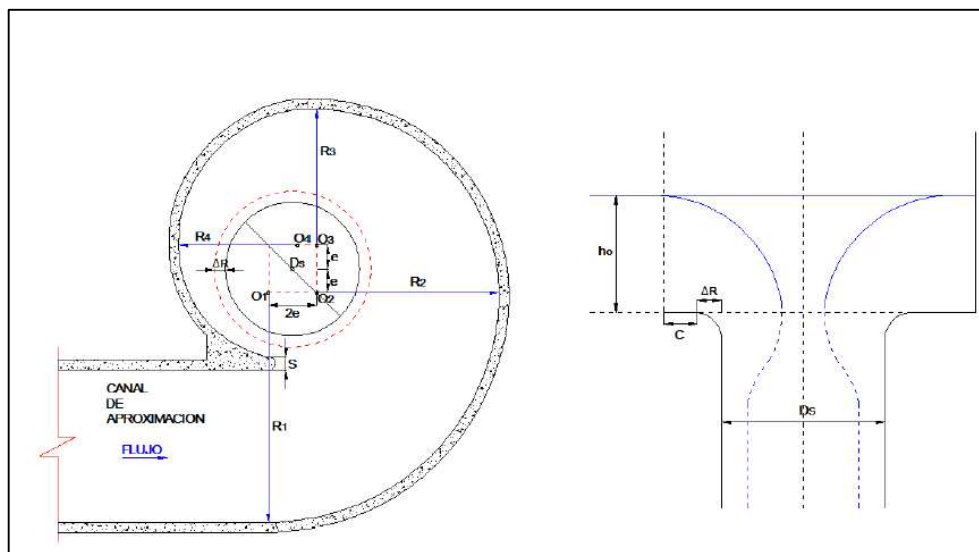
6.1.2.1.1. Geometría de la Cámara de Entrada.

La geometría de la cámara de entrada, como se mencionó anteriormente, depende del tipo de estado de flujo del canal de aproximación, ya sea este subcrítico o supercrítico.

- **En régimen subcrítico:**

Figura 64.

Geometría de la cámara de entrada en régimen subcrítico.



Nota: La figura indica la vista en planta y perfil de la estructura de vórtice en flujo subcrítico.

Fuente: Haro & Jara (2006, p. 38). Recuperado de Manual básico de diseño de estructura de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad.

En esta figura 64, se muestra la cámara de entrada para el flujo de aproximación subcrítico. La base del dimensionamiento geométrico es el parámetro (D_s), que es diámetro interior del tubo vertical. El valor de D_s se lo obtiene a partir de la expresión:

$$Ds = \eta * \left(\frac{Q_D^2}{g} \right)^{\frac{1}{5}} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.1}$$

Donde:

Q_D : El caudal de diseño (m^3/s),

g : Aceleración gravitacional (m/s^2), y

η : Factor que depende de la geometría de entrada ($0.83 < \eta < 2$), según modelos ensayados en la Escuela Politécnica Nacional (EPN) se recomienda $\eta = 1.25$ (Haro & Jara, 2006).

El valor del caudal de diseño Q_D , para el dimensionamiento inicial toma el valor del caudal de llegada en el canal de aproximación. Q_D debe ser mayor al Q y su valor se lo verifica con la siguiente expresión (Hager & Vischer, 1995).

$$Q_D = 0.5 * Ds^3 * \left(\frac{5 * g}{b} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.2}$$

Del valor de Ds , se obtienen los radios helicoidales de la cámara, que van de R (con $i = [1:4]$). Estos radios son definidores de cada cuadrante la pared de la cámara, cada uno de ellos se los obtiene con las siguientes ecuaciones (Hager & Vischer, 1995).

$$R4 = (0.5 * Ds) + \Delta R + c + e \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.3}$$

$$R3 = R4 + e \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.4}$$

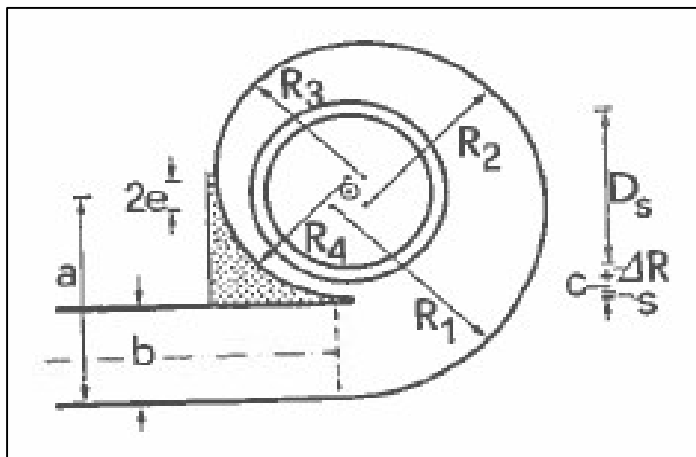
$$R2 = R4 + 3e \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.5}$$

$$R1 = R4 + 5e \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.6}$$

A continuación, se obtiene el valor de (a), que es la distancia entre pared externa del canal de aproximación al centro de tubo vertical, tal y como se indica en la siguiente figura:

Figura 65.

Geometría de cámara de entrada en planta en régimen subcrítico.



Nota: La figura indica la vista en planta de la estructura de vórtice en flujo subcrítico.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 170). *Energy Dissipators*.

El valor de a se lo obtiene con la siguiente expresión (Hager, 1995):

$$a = (0.5 * D_s) + \Delta R + c + s + (0.5 * b) \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.7}$$

Donde:

D_s : Diámetro del tubo vertical (m),

ΔR , s , c : dimensiones que se basan en las consideraciones estructurales (m), y

$e = (b/s)/7$, b : Ancho del canal de aproximación.

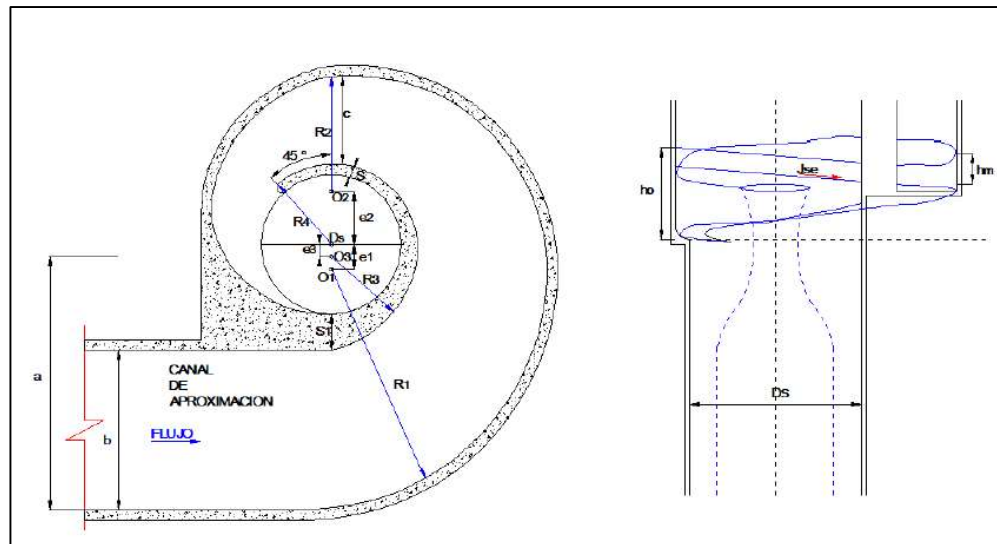
Con la relación a/D_s se debe satisfacer una condición óptima como lo enuncia (Hager & Vischer, 1995).

$$1 \leq \frac{a}{D_s} \leq 1.25$$

- En régimen supercrítico:

Figura 66.

Geometría de cámara de entrada en planta en régimen supercrítico.



Nota: La figura indica la vista en planta y perfil de la estructura de vórtice en flujo supercrítico.

Fuente: Haro & Jara (2006, p. 39). Recuperado de Manual básico de diseño de estructura de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad.

De la misma manera que para el flujo subcrítico, la base del diseño es el valor de D_s , se utiliza la misma Ec. 6.1.2.1.1.7.

Es destacable encontrar el valor del caudal de diseño Q_D , este caudal para dimensionamiento inicial toma el valor del caudal de llega en el canal de aproximación. Q_D debe ser mayor al Q y su valor se lo verifica con la siguiente expresión (Hager & Vischer, 1995).

$$Q_D = \left[g * \left(\frac{D_s}{1.25} \right)^5 \right]^{0.5} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.8}$$

Los valores de a , c y s se los obtienen según las consideraciones estructurales.

De los valores de D_s , a , c , y s , se obtienen los radios helicoidales de la cámara, que van de R (con $i = [1:4]$). Estos radios son definidores de cada cuadrante la pared de la cámara, cada uno de ellos se los obtiene con las siguientes ecuaciones (Hager & Vischer, 1995).

$$R4 = (0.5 * D_s) + s \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.9}$$

$$R3 = \frac{[(0.5 * D_s) + s + a - b]}{2} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.10}$$

$$R2 = \frac{D_s + s +}{2} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.11}$$

$$R1 = \frac{[(0.5 * D_s) + a + c + s]}{2} \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.12}$$

Una vez obtenidos los radios, se debe calcular los parámetros necesarios para completar el dimensionamiento geométrico, estos son los valores de $e1$, $e2$ y $e3$, que son las distancias helicoidales de los 4 cuadrantes de la cámara, se los obtiene con las siguientes expresiones:

$$e1 = a - R1 \quad \text{Ec. 6.2.2.1.13}$$

$$e2 = (0.5 * D_s) + s + c - R2 \quad \text{Ec. 6.2.2.1.14}$$

$$e3 = a - b - R3 \quad \text{Ec. 6.2.2.1.15}$$

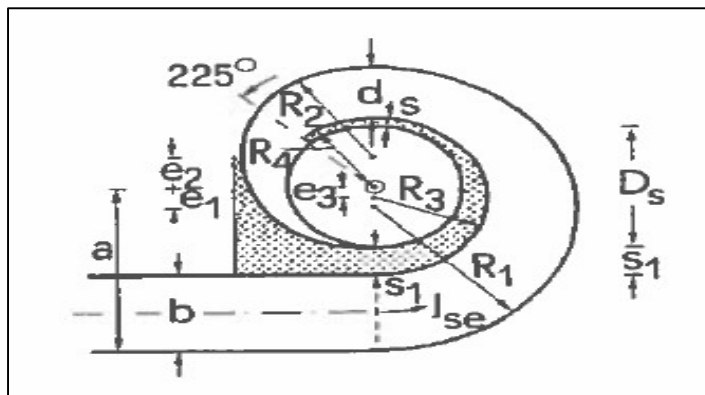
Al final, se encuentra el valor de $s1$, que es el ancho del muro que separa el canal de aproximación y la entrada al tubo vertical. Se lo obtiene con la siguiente ecuación:

$$s1 = a - b - (0.5 * D_s) \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.16}$$

Cabe recalcar que la pared guía interna de la cámara de entrada debe extenderse a una ubicación angular $\alpha N = 225^\circ$, tal como se aprecia en la siguiente figura:

Figura 67.

Geometría de cámara de entrada en planta.



Nota: La figura indica la vista en planta de la estructura de vórtice en flujo supercrítico.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 170). Recuperado de Energy Dissipators.

Una vez determinado los parámetros de la cámara de entrada, se debe cumplir las siguientes condiciones (Hager, 1995):

$$(R + s + c) \leq a \leq [(3 * R) + s]$$

$$0.8R \leq b \leq 2R$$

$$0.8R \leq c \leq 2R$$

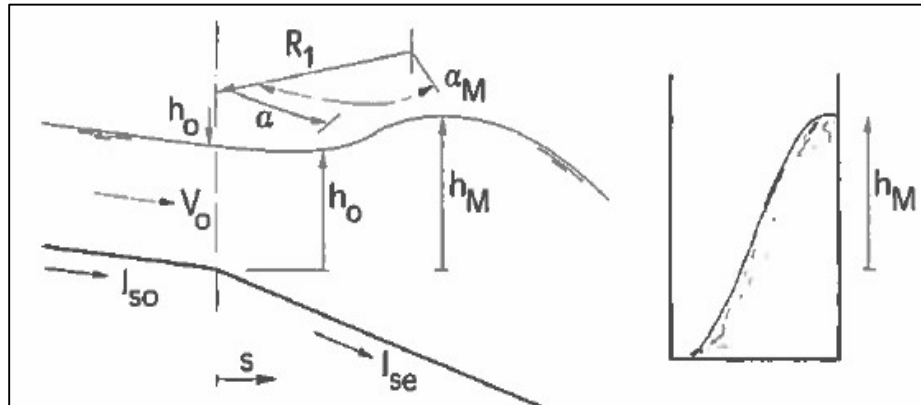
Donde:

R: Radio del diámetro D_s , $R = 0.5 * D_s$.

Cuando el flujo de aproximación llega con un régimen supercrítico, ocurre un fenómeno hidráulico al ingreso de la cámara de entrada, este fenómeno provoca una onda estacionaria a lo largo de la pared espiral exterior de la misma. Es de suma importancia el cálculo de la altura máxima de la ola (h_m) y su ubicación (α_m) como se aprecia en la siguiente figura (Hager & Vischer, 1995).

Figura 68.

Perfil longitudinal y Sección transversal de la ola estacionaria en flujo de aproximación supercrítico.



Nota: La figura indica la vista en corte de la lámina de agua al ingreso a la cámara de entrada.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 172). Recuperado de Energy Dissipators.

Por tanto, es necesario dejar una altura libre recomendada para que el flujo helicoidal no choque con el techo de la cámara de entrada, y esto es conociendo el valor de h_m con la siguiente expresión (Hager & Vischer, 1995).

$$\frac{h_m}{R_1} = [(0.15 * F) + 1.1] * \left[\left(F * \frac{2 * b * h_o^2}{R_1^3} \right) - (0.5 * J_{so}) \right] \quad \text{Ec. 6.1.2.1.1.17}$$

Donde:

F: Número de Froude del flujo de aproximación, y

J_{so}: Pendiente inferior del canal de aproximación.

Nota: La pendiente inferior del canal de aproximación (J_{so}) debe ser menor a la pendiente radial (J_{se}) de la cámara de entrada. J_{se} puede variar entre 5% < J_{se} < 30% (Hager & Vischer, 1995). El valor de h_m se mide desde abajo hacia arriba en la sección de entrada del flujo.

6.1.2.2. Tubo Vertical.

El objetivo de tubo vertical es transportar una mezcla de caudal agua-aire que se produce en el interior de la misma estructura, de manera segura y estable. Este elemento conduce esta mixtura desde la estructura de entrada hacia la estructura de salida. El tubo vertical tiene un diámetro constante y es construido de material relativamente liso. (Hager & Vischer, 1995).

6.1.2.2.1. Geometría del Tubo Vertical.

La geometría de esta estructura parte del diámetro D_s que es calculado con anterioridad, y tomando en cuenta que este diámetro es constante en toda su longitud.

$$D_s = \eta * \left(\frac{Q_D^2}{g} \right)^{\frac{1}{5}}$$

La longitud depende de la altura de desnivel topográfico que se desea superar, es decir, es un dato inicial obtenido del levantamiento topográfico. Este tipo de caídas en vórtice son recomendados cuando se tiene desniveles de máximo 100 metros de altura y un caudal máximo de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ (Hager & Vischer, 1995).

6.1.2.2.2. Disipación de Energía.

Según Hager & Kellenberger (1987), la eficiencia de disipación de las caídas en vórtice tiene un porcentaje máximo de 85%. Esto ocurre debido a que el desarrollo axial que tiene el flujo de agua debido a que la mezcla agua- aire es idónea y provoca un aumento significativo de la fricción de la pared en comparación a un flujo en canal abierto.

6.1.2.2.3. Arrastre de Aire.

Para el cálculo del caudal de aire (Q_a), es necesario conocer la velocidad (V_{fin}) que alcanza el flujo agua-aire en la parte final del tubo vertical, esta velocidad se puede determinar con la siguiente expresión (Haro & Jara, 2006):

$$V_{fin} = \left[\left(\frac{1}{n} \right)^{3/5} * \left(\frac{Q}{\pi * D_s} \right)^{2/5} \right] * \left[\tanh \tanh \left(\frac{L_s}{L_{s_{ext}}} \right) \right] \quad \text{Ec. 6.1.2.2.3.1}$$

Donde:

n : Coeficiente de fricción de Manning de la pared interna de tubo vertical,

Q : Caudal de agua en circulación (m^3/s),

D_s : Diámetro del tubo vertical (m),

L_s : Longitud efectiva del tubo vertical (m), y

$L_{s_{ext}}$: Longitud del tubo vertical a partir del cual desciende el flujo del contorno y desaparece el movimiento helicoidal del flujo:

$$L_{s_{ext}} = \left(\frac{3}{g} \right) * \left[\left(\frac{1}{n} \right)^{6/5} * \left(\frac{Q}{P * D_s} \right)^{4/5} \right] \quad \text{Ec. 6.1.2.2.3.2}$$

Y finalmente se encuentra el valor de Q_a para garantizarla adecuada ventilación del flujo de agua en la caída (Haro & Jara, 2006):

$$\frac{Q_a}{Q} = 0.01 * \left(\frac{L_s}{D_s} \right)^{2/3} * \left(\frac{1 - \underline{q}^{3/5}}{\underline{q}^{3/5}} \right) \quad \text{Ec. 6.1.2.2.3.3}$$

Donde:

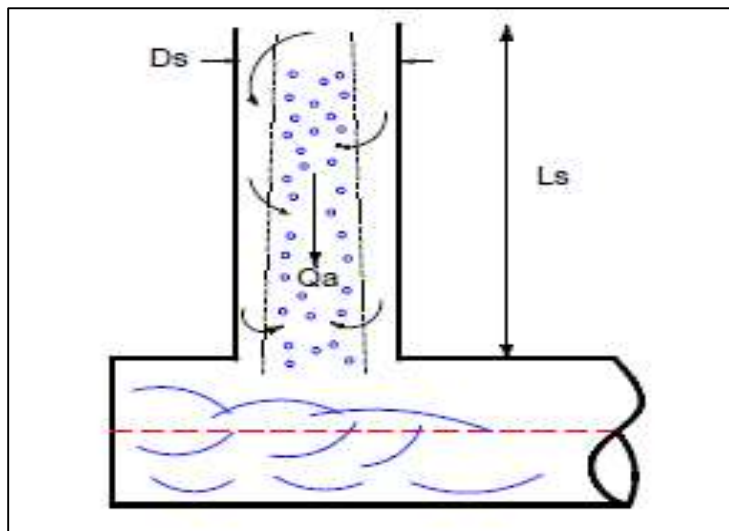
Q : Caudal de diseño (m^3/s),

\underline{q} : Descarga relativa, $\underline{q} = \frac{Q_d}{(\pi * K * D_s)^{3/8}}$; $K = 1/n$, y

Q_a : Caudal de aire.

Figura 69.

Notación de parámetros de cálculo del tubo.



Nota: La figura indica el tránsito del flujo dentro del tubo vertical hacia la cámara de salida.

Fuente: Haro & Jara (2006, p. 41). Recuperado de Manual básico de diseño de estructura de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad.

6.1.2.3. Cámara de Disipación.

Esta estructura recepta el flujo aire-agua que cae del tubo vertical, su objetivo es dirigir el chorro casi vertical hacia un conducto horizontal, desairar la mezcla de aire-agua y disipar de manera segura la energía restante.

A pesar de que esta estructura no ha recibido un diseño concreto, el estudio hecho por (Kellenberger, 1988) se puede tomar como un diseño adecuado por estas recomendaciones.

6.1.2.3.1. Geometría de la Cámara de Disipación.

Al conocer el valor D_s , las medidas principales que constituyen la cámara: longitud St , el ancho Bt y la altura Tt se debe tener las siguientes recomendaciones (Kellenberger, 1988):

$$\frac{St}{Ds} \cong 4; \quad 1 \leq \frac{Bt}{Ds} \leq 1.2; \quad \frac{Tt}{Ds} \cong 2$$

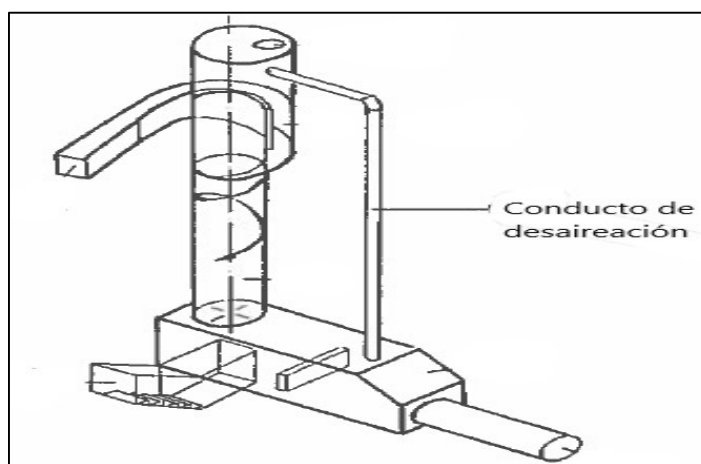
También, según el estudio realizado por Haro & Jara (2006) dan una serie de recomendaciones realizadas bajo un modelo a escala de las caídas tipo vórtice:

$$4 \leq \frac{St}{Ds} < 6; \quad 2 \leq \frac{Bt}{Ds} < 3; \quad 2 \leq \frac{Tt}{Ds} < 3$$

A simple vista, estas longitudes parecen excesivas. Sin embargo, la cámara de disipación requiere un espacio suficientemente grande para disipar la energía restante; si la cámara no cuenta con un espacio mínimo, el flujo de llegada puede presentar perturbaciones hidráulicas y estas serían un flujo pulsante, cavitación y reflujo de aire. Para evitar este último tipo de perturbación, se puede colocar un conducto de desaireación paralelo al tubo vertical de caída, creando así, un sistema de circulación de aire con un circuito cerrado, como se indica en la siguiente figura:

Figura 70.

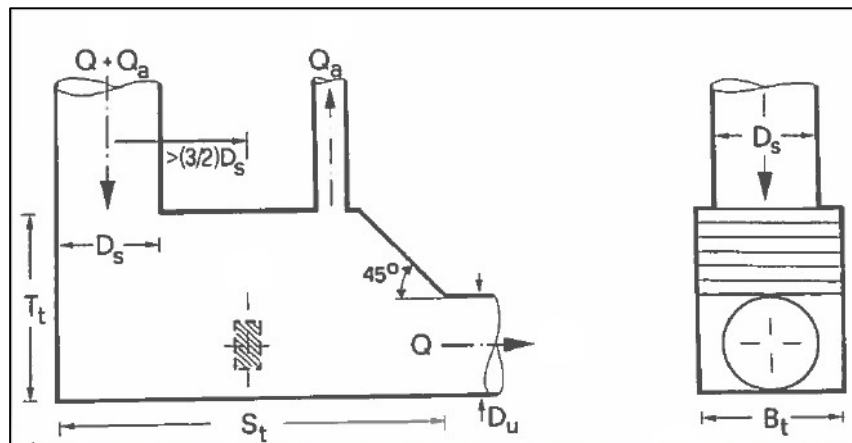
Conducto de desaireación en caída tipo vórtice.



Nota: La figura indica el conducto de desaireación en la estructura de descarga.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 168). Recuperado de Energy Dissipators.

Además, el techo de la cámara de salida debe tener una transición entre el dissipador y el canal de entrega, con una inclinación de 45°, tal como se aprecia a continuación:

Figura 71.*Vistas de la cámara de disipación.*

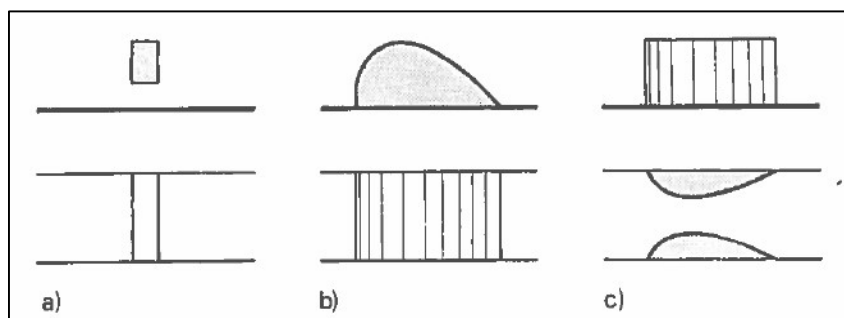
Nota: La figura indica la vista frontal y en corte de la cámara de salida.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 180). Recuperado de Energy Dissipators.

6.1.2.3.2. Colchón de Agua.

A pesar de que, con la cámara de disipación se puede transformar el 90% de la energía de caída, es necesario establecer un colchón de agua dentro de la cámara con el objetivo de proteger el fondo de la misma.

Este colchón se puede mantener con la ayuda de elementos constructivos como bloques, soleras, vertederos o un canal Venturi (Hager & Vischer, 1995).

Figura 72.*Elementos constructivos. a) bloque, b) vertedero, c) canal Venturi.*

Nota: La figura indica algunos elementos constructivos para la formación del colchón de agua.

Fuente: Hager & Vischer (1995, p. 180). Recuperado de Energy Dissipators.

El canal Venturi es el más idóneo para mantener el colchón de agua, ya que tiene ventajas como la eliminación de depósitos.

6.1.2.4. Canal de Entrega.

Este canal puede tomar cualquier sección transversal, aunque lo más recomendable es que sea una sección rectangular.

Gracias a la aplicación de los elementos constructivos anteriormente nombrados, se puede entregar un flujo uniforme (Hager & Vischer, 1995).

6.2. Diseño de Red de Aproximación a la Estructura de Descarga

Como se ha notado en el diseño de alcantarillado, los flujos que transitan por los conductos, en su totalidad son de régimen supercrítico, debido a las pendientes que tiene el terreno. Por lo que se espera que el régimen que tendrá la red de aproximación será supercrítico. Esto se lo definirá una vez se tenga el diseño del canal de aproximación a la estructura de descarga.

La red de aproximación empieza desde el pozo de interceptor P96 ubicado en la parte más baja de barrio, por este pozo circula el caudal pluvial proveniente de la Calle Juan Pablo II (flanco sur) y el caudal “pluvial” del colector principal de la misma calle (flanco norte), tal y como se indica a continuación:

Figura 73.*Pozo interceptor P96.*

Nota: La figura indica la implantación de los 2 colectores de la calle Juan Pablo II hacia el Pozo 96.

Fuente: Elaborado por autores a partir de Google Earth Pro®.

Del flanco sur, el caudal que se transporta es de 468.86 l/s y el caudal del flanco norte es de 1096.60 l/s, dando el total de caudal de diseño $Q_d = 1.57 \text{ m}^3/\text{s}$. Desde el P96, el caudal de diseño circulará por la red de aproximación a la estructura de descarga.

6.2.1. Quebradas Secas Cercanas

En este apartado se indicará las quebradas más cercanas para implantar la estructura de descarga. Con la ayuda de software Google Earth Pro®, se identificaron 3 quebradas secas, las cuales tienen una distancia horizontal y pendiente respectiva (Ver figura 74).

Figura 74.

Quebradas cercanas a la zona de proyecto.



Nota: La figura indica la señalización de las quebradas cercanas y con potencialidad para la implantación de la estructura de descarga.

Fuente: Elaborado por autores a partir de Google Earth Pro®.

Los parámetros de distancia horizontal y pendiente que tienen estas quebradas son medidas aproximadas tomadas desde el Pozo P96 obtenidas de Google Earth (Ver tabla 38).

Tabla 38.

Parámetros topográficos generales de las quebradas cercanas.

Quebrada	Distancia P96→Quebrada	Pendiente (máxima, promedio) P96→Quebrada	Pendiente Quebrada (máxima, promedio)
Quebrada S/N 1	400 m	44.4%, 15.2%	59.1%, 36.9%
Quebrada S/N 2	372 m	61.4%, 21.1%	70.9%, 49.0%
Quebrada S/N 3	323 m	54.7%, 21.2 %	54.6%, 36.6%
Quebrada S/N 4	234 m	57.3%, 22.5%	67.1%, 36.4%
Quebrada S/N 5	216 m	44.8%, 19.6%	57.3%, 33.3%

Fuente: Elaborado por autores a través de Google Earth Pro®.

En base a estos parámetros referenciales se analiza en cuál de ellas realizar la estructura de descarga.

6.2.2. Red de Aproximación

Para este estudio, la estructura de descarga estará ubicada en la quebrada S/N 4, que actualmente no circula ningún tipo de afluente natural, es decir que es una quebrada seca.

Esta red contará con un número determinado de pozos de visita y el diseño de la misma es igual al procedimiento realizado en el ejemplo de cálculo ubicado en el apartado 4.9.

Las coordenadas TMQ de estos pozos, se detallan a continuación:

Tabla 39.

Ubicación de pozos de la red de aproximación a la estructura de descarga.

POZO	ESTE	NORTE	ALTITUD
P96	510132.8440	9994378.7350	2722.012
P97	510183.3030	9994395.2750	2716.885
PED1	510204.5595	9994344.7580	2711.250
PED2	510226.1808	9994293.8330	2705.630
PEED	510247.8020	9994242.9070	2700.000

Fuente: Elaborado por autores.

En esta red, 3 de los 4 tramos estarán comprendidos de tubería de PVC, estos tramos serán P96-P97, P97-PED1 y PED1-PED2; mientras que el tramo final (PED2 – PEED) será el canal de aproximación de la estructura descarga; su sección y material cambia según como se requiere para este primer elemento de la caída en vórtice. En la siguiente figura se indica la implantación que tendrán los pozos y tubería de la red de aproximación antes de ingreso a la estructura de descarga, por esta red circulará el caudal excedente producido en temporada invernal.

Figura 75.*Red de aproximación a la estructura de descarga.*

Nota: La figura indica la implantación de la red de aproximación hacia la estructura de descarga.

Fuente: Elaborado por Autores a partir de Google Earth Pro®.

6.3. Diseño Hidráulico de la Estructura de Descarga

Como se mencionó al empezar este capítulo, se seguirá el diseño de esta estructura mediante la guía del Manual Básico de Estructuras Hidráulicas (IAHR) y la hoja de cálculo realizada por Haro & Jara (2006) de la Escuela Politécnica Nacional.

6.3.1. Diseño del Canal de Aproximación (PED2 – PEED)

En el tramo de aproximación a la estructura de descarga PED2 – PEED, su diseño se realizará en el software HCANALES®, el diseño hidráulico tendrá un comportamiento de un canal. Establecida una sección transversal del canal y una pendiente de proyecto definida, se conocerá el comportamiento hidráulico y su régimen de aproximación (subcrítico o supercrítico). En la siguiente tabla se indican los parámetros principales que tendrá el canal de aproximación. En ella se indica las cotas de proyecto que tendrán sus pozos de salida y llegada, su pendiente, el

caudal excedente que circula en el interior de canal, sus dimensiones transversales, el material de construcción y su respectiva rugosidad.

Tabla 40.

Datos de canal de aproximación.

Descripción	Magnitud
Cota de proyecto PED2	2703.30 m
Cota de proyecto PEED	2697.77 m
Pendiente de proyecto	10%
Caudal de Diseño	1.57 m ³ /s
Sección transversal del canal	0.80 m x 0.80 m
Material	Hormigón
Rugosidad de Manning	0.014

Fuente: Elaborado por autores

Con el software obtenemos los principales parámetros hidráulicos de canal:

- Tirante normal (h_0): 0.286 m,
- Radio Hidráulico (R_h): 0.167 m,
- Velocidad (V): 6.85 m/s, y
- Número de Froude (F): 4.08 (Flujo supercrítico).

Figura 76.

Parámetros hidráulicos del canal de aproximación.

The screenshot shows the HCANALES software interface with the following data:

Lugar: PED2 - PEED
Tramo: Canal de aproximación ED
Proyecto: Alcantarillado Combinado SV
Revestimiento: HORMIGÓN

Datos:

Caudal (Q):	1.57	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.8	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.10	m/m

Resultados:

Tirante normal (y):	0.2866	m	Perímetro (p):	1.3731	m
Area hidráulica (A):	0.2292	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1670	m
Espejo de agua (T):	0.8000	m	Velocidad (v):	6.8486	m/s
Número de Froude (F):	4.0847		Energía específica (E):	2.6771	m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

A diagram of a trapezoidal channel cross-section is shown on the right, with labels for top width (T), bottom width (b), and water depth (y).

Nota: La figura indica comportamiento hidráulico en el canal de aproximación.

Fuente: Elaborado por autores a través de HCANALES®.

Como el tirante normal (h_0) es menor a la altura constructiva para el canal de aproximación ($0.29 \text{ m} < 0.80 \text{ m}$), entonces la sección transversal escogida es adecuada para el canal.

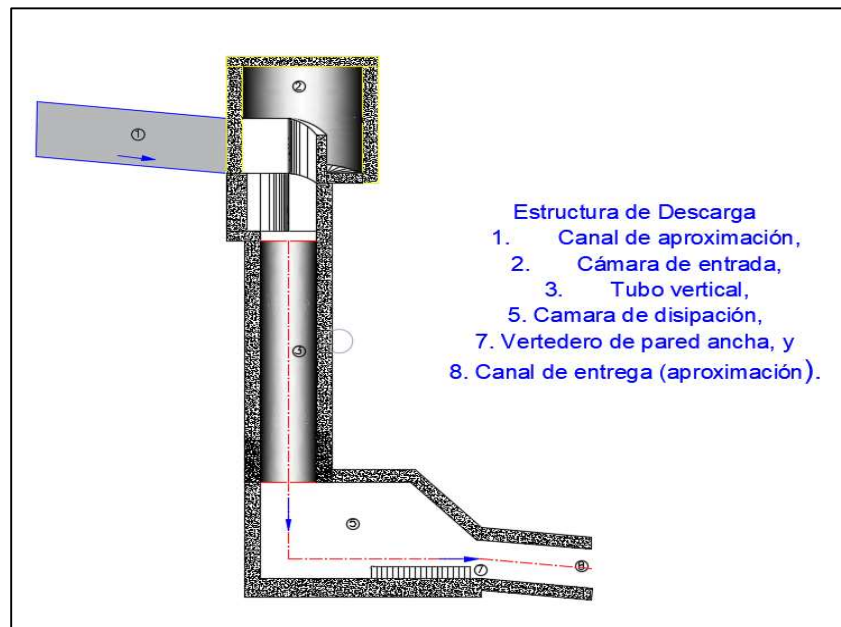
El número de Froude del canal de aproximación es $F = 4.08$, según (Hager & Vischer, 1995), este valor es de régimen supercrítico ya que $4.08 > 1.30$, por tanto, la estructura de cámara de entrada se lo diseñará para este régimen.

6.3.2. *Diseño de Hidráulico de Cámara de Entrada, Tubo Vertical y Cámara de Disipación.*

A continuación, se indica un corte esquematizado de los principales componentes de la estructura de descarga:

Figura 77.

Corte de perfil de la estructura de descarga.



Nota: La figura indica la vista en corte de la estructura de descarga con sus elementos complementarios.

Fuente: Elaborado por autores.

Tabla 41.*Datos de diseño de estructura de descarga.*

Descripción	Símbolo	Magnitud / Unidad
Caudal de diseño	Qd	1.57 m ³ /s
Factor η	η	1.25 -
Ancho del canal de aproximación	b	0.8 m
Pendiente de aproximación	Jso	0.1 m/m
Dimensiones constructivas	c	0.5 m
	s	0.15 m
	sl	0.25 m
Pendiente de cámara de entrada	Jse	0.2 m/m
Longitud efectiva del tubo vertical	Ls	5.00 m
Coefficiente de rugosidad de paredes del tubo vertical [Concreto liso]	n	0.012 -

Fuente: Elaborado por autores.**Parámetros de diseño a calcular:****Tabla 42.***Diseño del pozo vertical.*

Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones	Magnitud / Unidad
q	$q = \frac{Qd}{b}$		1.96 m ² /s
ho		Calculado en condición de flujo uniforme	0.29 m
V			6.85 m/s
F	$F = \frac{Qd}{\sqrt{g * b^2 * h_o^3}}$		4.01
Ds (calculado)	$Ds = \eta * \left(\frac{Q_d^2}{g}\right)^{\frac{1}{5}}$		0.95 m

Nota:

[q]= Caudal unitario

[ho]= Tirante normal

[V]= Velocidad de flujo

[F]= Numero de Froude

[Ds]= Diámetro del pozo

Fuente: Elaborado por autores.

Por condiciones constructivas se toma un diámetro de pozo de: $D_s = 1.00$ m.

Tabla 43.

Diseño de la cámara de entrada y cámara de disipación.

Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones	Mag. / Unidad
a	$a = b + s + (0.5 * D_s)$		1.55 m
Condiciones	$(R + s + c) \leq a \leq (3R + s)$	R = 0.5*D _s , Para cumplir estas condiciones se revisa D _s definido	$1.15 < 1.55 < 1.65$
	$0.8R \leq b \leq 2R$		$0.4 < 0.8 < 1$
	$0.8R \leq c \leq 2R$		$0.4 < 0.5 < 1$
R1	$R1 = \frac{[(0.5 * D_s) + a + c + s]}{2}$		1.35 m
R2	$R2 = \frac{D_s + s + c}{2}$		0.825 m
R3	$R3 = \frac{[(0.5 * D_s) + s + a - b]}{2}$		0.7 m
R4	$R4 = (0.5 * D_s) + s$		0.65 m
e1	$e1 = a - R1$		0.20 m
e2	$e2 = (0.5 * D_s) + s + c - R2$		0.325 m
e3	$e3 = a - b - R3$		0.05 m
hm	$\frac{h_m}{R1} = [(0.15 * F) + 1.1] * \left[\left(F * \frac{2 + b + h_o^2}{R1^3} \right) - (0.5 * J_{so}) \right]$		0.39 m
St	$\frac{St}{D_s} \cong 4$		4.00 m

Bt	$1 \leq \frac{Bt}{Ds} \leq 1.2$		1.20 m
Tt	$\frac{Tt}{Ds} \cong 2$		2.00 m

Nota:

[a, e1, e2, e3] = Cámara de entrada

[R1, R2, R3] = Radios de Curvatura

[hm] = Sobrelevación de lámina de agua en la cámara de entrada

[St, Bt, Tt] = Cámara de disipación

Fuente: Elaborado por autores.

Tabla 44.

Cálculo de caudal de aire.

Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones	Mag. / Unidad
P	$P = \pi * Ds$	Perímetro de tubo vertical	3.14 m
Ls ext	$Ls_{ext} = \left(\frac{3}{g}\right) * \left[\left(\frac{1}{n}\right)^{\frac{6}{5}} * \left(\frac{Q}{P * Ds}\right)^{\frac{4}{5}}\right]$		35.44 m
Condiciones	Si Ls ext > Ls; Se asegura el flujo helicoidal	35.44 > 5	OK
Vfin	$V_{fin} = \left[\left(\frac{1}{n}\right)^{\frac{3}{5}} * \left(\frac{Q}{\pi * Ds}\right)^{\frac{2}{5}}\right] * \left[\tanh\left(\frac{Ls}{Ls_{ext}}\right)\right]$		1.51 m/s
\bar{q}	$\bar{q} = \frac{Qd}{(\pi * K * Ds)^{\frac{3}{8}}}$	Descarga relativa. K = 1/n	0.195 m
Qa	$\frac{Qa}{Q} = 0.01 * \left(\frac{Ls}{Ds}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{1 - \bar{q}^{\frac{3}{5}}}{\bar{q}^{\frac{3}{5}}}\right)$		0.0767 m ³ /s

Nota:

[Ls ext] = Longitud del tubo vertical (cuando desciende el flujo de contorno y desaparece el movimiento helicoidal)

[Vfin] = Velocidad de flujo agua-aire en la parte final del tubo vertical

[\bar{q}] = Caudal de aire

Fuente: Elaborado por autores.

Todo el procedimiento presentado en las anteriores tablas se lo ha explicado inicialmente en los apartados 6.1.2.1. Cámara de entrada, 6.1.2.2. Tubo vertical y 6.1.2.3. Cámara de disipación.

6.3.2.1. Eficiencia de Disipación de Energía:

Con este diseño de la estructura de descarga, se halla la eficiencia de disipación de energía (η_z) que tiene la estructura de descarga, dada con la siguiente expresión (Hager & Vischer, 1995).

$$\eta_z = 1 - \left[\frac{V_o^2}{2 * g * L_s} * \tanh(2 * Z) \right] \quad \text{Ec. 6.3.2.1.1}$$

Donde:

V_o : Velocidad media en el eje (m/s),

$$V_o = K^{3/5} * \left(\frac{Q}{\pi * D_s} \right)^{2/5} \quad \text{Ec. 6.3.2.1.2}$$

K : $K = 1/n$, n : coeficiente de rugosidad de Manning (s.d.),

D_s : Diámetro interno del tubo vertical (m),

Q : Caudal de diseño (m^3/s),

L_s : Longitud efectiva del tubo vertical (m),

Z : Elevación por debajo del fondo de entrada (m), $Z = \frac{h_o}{z_o}$

h_o : Altura de lámina de agua en el canal de aproximación (m), y

z_o : Altura media relativa de la lámina de agua en el eje:

$$z_o = \frac{3 * K^{6/5}}{g} * \left(\frac{Q}{\pi * D_s} \right)^{4/5}$$

Entonces, sabiendo que $D_s=1.00 \text{ m}$, $n=0.012$, $Q=1.57 \text{ m}^3/\text{s}$ y $L=5.00 \text{ m}$, tenemos que:

$$z_o = \frac{3 * \left(\frac{1}{0.012}\right)^{6/5}}{9.81 \text{ m/s}^2} * \left(\frac{1.57 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi * 1.00 \text{ m}}\right)^{\frac{4}{5}} = 35.43$$

$$Z = \frac{0.29 \text{ m}}{35.43} = 0.008185 \text{ m}$$

$$V_o = \left(\frac{1}{0.012}\right)^{3/5} * \left(\frac{1.57 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi * 1.00 \text{ m}}\right)^{\frac{2}{5}} = 10.76 \text{ m/s}$$

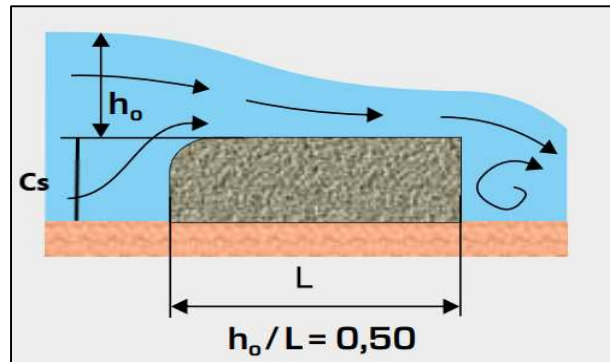
$$\eta_z = 1 - \left[\frac{(10.76 \text{ m/s})^2}{2 * \frac{9.81 \text{ m}}{\text{s}^2} * 5.00 \text{ m}} * \tanh (2 * 0.008185 \text{ m}) \right]$$

$$\eta_z = 0.98$$

La eficiencia de disipación es cercana al 100%, esto debido que la longitud L_s del tubo vertical no es tan larga y que la cámara de entrada al ser diseñada en flujo supercrítico, tiene una mayor formación del flujo helicoidal que en régimen subcrítico.

6.3.3. *Diseño del Colchón de Agua en la Cámara de Disipación*

EL colcho de agua se lo diseñará con una altura de cresta respectiva para acumulación agua de la cámara de disipación, el diseño se lo realizará como un vertedero de pared ancha con arista redondeada (G.U.N.T. Gerätebau GmbH [Gunt], 2016), como se muestra en la figura:

Figura 78.*Vertedero de pared ancha.*

Nota: La figura indica la carga de agua antes de cruzar el vertedero de pared ancha.

Fuente: Gunt (2016, p. 71). Recuperado de Flujo en canales abiertos.

Diseño:

Partimos de la ecuación de Poleni (Gunt, 2016).

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * h_o * \sqrt{2 * g * h_o} \quad \text{Ec. 6.3.3.1}$$

Donde:

Q: Caudal ($Q = 1.57 \text{ m}^3/\text{s}$)

b: Frente del vertedero ($b = 1.2 \text{ m}$)







h_o : Carga total del vertedero ($h_o = \text{incógnita [m]}$)

g: Aceleración gravitacional ($g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$), y

μ : Coeficiente de descarga (s.d.). Este coeficiente de descarga depende de la configuración que tendrá la pared de ingreso del vertedero, estos valores pueden ser:

Tabla 45.

Coefficientes de descarga para vertederos con crestas de formas diferentes.

Figura	Diseño de la cresta del vertedero	μ
	Ancho, de cresta delgada, horizontal	0.49-0.51
	Ancho, bordes bien redondeados, horizontal	0.50-0.55
	Ancho, cresta del vertedero totalmente redondeada, lograda por compuerta de retención desplazada	0.65-0.73
	De cresta delgada, napa aireada	0.64
	De perfil Ogee, lado de aguas arriba perpendicular y lado de aguas abajo inclinado	0.73-0.75
	En forma de tejado, cresta de vertedero redondeado	0.75-0.79

Fuente: Gunt (2016, p. 89). Recuperado de Flujo en canales abiertos.

Entonces se obtiene la carga total del vertedero (h_o), con un coeficiente de cresta redondeada ($\mu=0.52$)

$$1.57 \text{ (m}^3/\text{s)} = \frac{2}{3} * 0.52 * 1.2 \text{ (m)} * h_o * \sqrt{2 * 9.81 \text{ (m}^2/\text{s)} * h_o}$$

$$h_o = 0.9 \text{ m}$$

Obteniendo como longitud del vertedero (L)

$$\frac{h_o}{L} = 0.50$$

$$L = \frac{0.9 \text{ (m)}}{0.5} = 1.8 \text{ m}$$

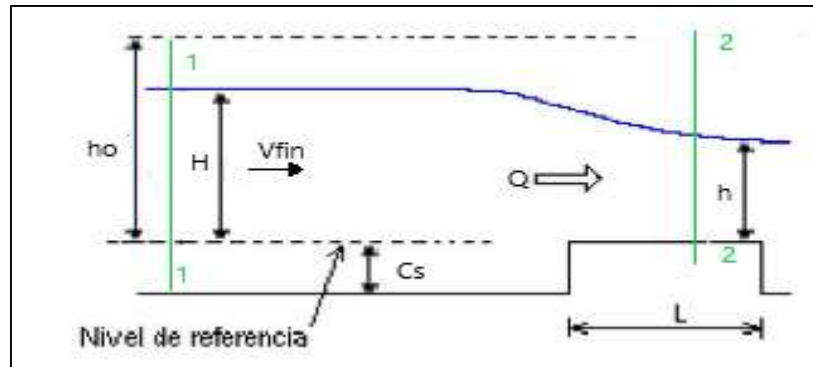
Longitud de vertedero (L) = 1.80 m.

Disipación de energía:

Para saber la cantidad de energía que se disipa nos ayudamos de la ecuación de balance energético o de Bernoulli.

Figura 79.

Vista en perfil del vertedero de pared ancha y sus parámetros hidráulicos.



Nota: La figura indica la vista en perfil del vertedero de pared ancha y sus parámetros hidráulicos.

Fuente: Elaborado por autores.

$$z_1 + \frac{\rho_1}{\gamma} + \frac{\alpha * v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{\rho_2}{\gamma} + \frac{\alpha * v_2^2}{2g} + hf_{(1-2)}$$

Con la figura, iniciamos sabiendo que:

$$H + \frac{v_{fin}^2}{2g} = h + \frac{v_2^2}{2g} + \left(\xi * \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

$$H + \frac{v_{fin}^2}{2g} = h + \frac{v_2^2}{2g} (\xi + 1)$$

Sabemos que $Q = A * V$ y que $\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi+1}}$, entonces:

$$H + \frac{v_{fin}^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{A^2 * 2g * \mu^2}$$

$$H + \frac{v_{fin}^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{h^2 * b^2 * 2g * \mu^2}$$

El caudal unitario $q = Q / b$:

$$H + \frac{v_{fin}^2}{2g} = h + \frac{q^2}{h^2 * 2g * \mu^2} \quad (1)$$

Sabiendo que la carga total del vertedero es $H_o = H + \frac{v_{fin}^2}{2g}$, y que $V_{fin} = 1.51 \text{ m/s}$, despejamos

la carga geométrica H:

$$0.90 = H + \frac{(1.51 \text{ m/s})^2}{2g} \rightarrow H = 0.784 \text{ m}$$

Con este valor de H y teniendo el valor de $\mu = 0.52$, regresamos a la Ec. (1):

$$0.784 \text{ m} + \frac{(1.51 \text{ m/s})^2}{2g} = h + \frac{\left(\frac{1.57 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1.20 \text{ m}} \right)^2}{h^2 * 2g * 0.52^2}$$

$$0.90 \text{ m} = h + \frac{0.323}{h^2}$$

Encontramos la carga geométrica h sobre el vertedero de pared ancha:

$$h = 0.483 \text{ m (abs)}$$

Sabiendo esto, encontramos la velocidad del flujo sobre el vertedero v_2 :

$$Q = A * V \rightarrow 1.57 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 1.20 \text{ m} * 0.483 \text{ m} * v_2 \rightarrow v_2 = 2.71 \text{ m/s}$$

Entendemos que Energía de flujo es $E = H + \frac{v^2}{2g}$; calculamos las energías en las secciones (1-1) y

(2-2):

$$E_1 = H + \frac{v_{fin}^2}{2g} \rightarrow 0.784 \text{ m} + \frac{(1.51 \text{ m/s})^2}{2g} \rightarrow E_1 = 0.90 \text{ m}$$

$$E_2 = h + \frac{v_2^2}{2g} \rightarrow 0.483 \text{ m} + \frac{(2.71 \text{ m/s})^2}{2g} \rightarrow E_2 = 0.857 \text{ m}$$

La energía disipada por el vertedero ΔE , será:

$$\Delta E = E_1 - E_2 \rightarrow 0.90 \text{ m} - 0.857 \text{ m} \rightarrow \Delta E = 0.043 \text{ m}$$

Este valor de pérdida de energía es bajo, debido a que la mayoría se elimina en el tubo vertical, como se vio anteriormente en la eficiencia de disipación de energía, este valor es de 98%.

Los gráficos representativos de la cámara de entrada, tubo vertical, cámara de disipación y colchón de agua de la estructura de descarga se pueden observar en el Plano XI.

Capítulo VII

Estudio de Impacto Ambiental

A causa de la construcción del sistema de alcantarillado combinado en el barrio “San Vicente de Calderón” se producirá varios efectos en el medio ambiente, por lo cual, se realiza un Estudio de Impacto Ambiental (EIA) que surge como una herramienta preventiva, buscando la forma de evitar o minimizar los efectos ambientales producto de cualquier actividad humana, sobre el medio natural y sobre las personas, que tiene objetivo identificar dichos efectos ambientales generados por las actividades previstas en la etapa de construcción, operación y mantenimiento.

Actualmente, el estudio de impacto ambiental se considera un proceso de análisis que anticipa los impactos negativos y positivos de determinadas actividades, de modo que se puedan idear mecanismos de control para mitigar los efectos adversos o no deseados, o atenuar aquellos que sean inevitables, al igual que potenciar aquellos que serían beneficiosos (De la Maza, 2007).

Los sistemas de alcantarillado en el transcurso del tiempo tienden a deteriorarse, debido a que poseen una vida útil estimada que varía entre 20 y 30 años; y, considerando la importancia de la dotación de servicios básicos entre ellos el de saneamiento, el cual es esencial para el bienestar físico de la población, pero al mismo tiempo puede generar un fuerte impacto sobre el medio ambiente si no es ejecutado correctamente (Osejos, Verisimo, & Merino, 2017).

La ley de Aguas en Decreto Supremo N° 369, de 18-05-72, regula el “aprovechamiento de las aguas marítima, superficiales, subterráneas y atmosféricas del territorio nacional, en todos sus estados y formas” y prohíbe “la contaminación de las aguas que afectan a la salud humana o al desarrollo de la flora y fauna” Artículo N° 22 (Osejos, Verisimo, & Merino, 2017). Por lo cual se imposibilita el vertido de las aguas residuales sin un previo tratamiento.

Las aguas residuales municipales, también llamadas aguas negras, están constituidas fundamentalmente por aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de la población, por lo cual, son una mezcla compleja que contiene agua (por lo común más de 99%) mezclada con contaminantes orgánicos e inorgánicos tanto en suspensión como disueltos. El origen de los contaminantes es muy variado, son drenados de la agricultura, la erosión, los derrames de sustancias tóxicas (accidentales o intencionales), entre otros (Heinke & Henry, 1999).

7.1. Metodología Empleada para la Identificación de los Impactos Ambientales

La metodología empleada para la presente evaluación de los impactos ambientales, es una modificación de la metodología propuesta por Leopold (1971), en la cual se identifican los impactos y los factores del medio que presumiblemente serán afectados.

7.1.1. Identificación de Impactos Ambientales

Una de las razones clave para estimar los impactos ambientales es tener la oportunidad de identificar efectos indeseables y que luego será costoso modificarlos. Para identificar los impactos se debe buscar las acciones que puedan causar impactos, sobre una serie de factores del medio ambiente, así como buscar los factores ambientales susceptibles de ser modificados (Moscoso, 2014).

Carácter del impacto

Según (De la Maza, 2007), el carácter de impacto define el sentido del cambio producido por una acción del proyecto sobre el ambiente, respecto al estado previo a esta acción, éste puede ser:

- Impacto benéfico o positivo (+): consideración positiva respecto al estado previo de la acción del proyecto.
- Impacto dañino o negativo (-): consideración negativa respecto al estado previo a la acción del proyecto.
- Impacto neutro (n): consideración neutral
- Impacto previsible (x), pero difícil de calificar sin estudios específicos.

La metodología utilizada toma en cuenta las características ambientales del área de influencia mediante la matriz de Leopold, en la matriz las filas constituyen los factores ambientales susceptibles de alterarse y las columnas son las acciones que pueden cambiar el medio.

7.1.2. Identificación de Acciones

Las tareas susceptibles de producir impactos se establecerán de acuerdo a las actividades realizadas en las diferentes etapas del proyecto. Para identificar las diferentes actividades a realizar es necesario considerar que estas, actúen sobre el medio biótico, tareas que se produzcan por acciones derivadas del almacenamiento de residuos, modificación del uso de suelo, emisiones de contaminantes, deterioro del paisaje (Moscoso, 2014).

Las actividades que se identifican en la construcción y operación del sistema de alcantarillado son:

FASE DE CONSTRUCCIÓN:

- ☐ Replanteo y nivelación,
- ☐ Excavaciones,
- ☐ Construcción de obra civil,

- ☐ Relleno y compactado, y
- ☐ Desalojo de material

FASE DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO:

- ☐ Pruebas del sistema y puesta en marcha, y
- ☐ Mantenimiento y limpieza del sistema

7.1.3. Identificación de los Factores

Para la definición de factores se debe considerar los siguientes criterios: ser representativos, relevantes, excluyentes, de fácil cuantificación y de fácil identificación. A continuación, se presentan las características ambientales consideradas, su clasificación de acuerdo al componente al que pertenecen y su respectiva definición (Moscoso, 2014).

Tabla 46.

Matriz modificada de Leopold - Identificación y carácter de los impactos ambientales.

Componente Ambiental	Subcomponente Ambiental	Factor Ambiental	Definición	ETAPAS						
				CONSTRUCCIÓN					OPERACIÓN	
				Replanteo y nivelación	Excavación a maquina	Desalojo de material	Construcción de obra civil	Relleno y compactado	Pruebas del sistema y puesta en marcha	Mantenimiento y limpieza
MEDIO ABIÓTICO	Aire	Calidad del Aire	Generación de material particulado, malos olores y emisiones de CO ₂		-	-	-	-		-
		Nivel sonoro	Incremento de los niveles de ruido y vibración en la construcción y operación de maquinaria		-	-	-	-		
	Suelo	Erosión	Afectación de la superficie producto de la remoción vegetal y aparición de nuevas escorrentías		-			-		
		Relieve y Topografía	Modificación permanente del relieve y topografía en las áreas operativas y de influencia debido a la extracción y movimiento de tierra		-					
	Agua	Conducción de aguas residuales	Modificación en la conducción de aguas residuales				+		+	
MEDIO BIÓTICO	Flora	Cobertura Vegetal	Alteración de cobertura vegetal existente en las zonas a intervenir	-	-					
	Fauna	Especies de fauna	Perturbación y migración de especies existentes en el sitio de proyecto		-		-			

Componente Ambiental	Subcomponente Ambiental	Factor Ambiental	Definición	Replanteo y nivelación	Excavación a maquina	Desalojo de material	Construcción de obra civil	Relleno y compactado	Pruebas del sistema y puesta en marcha	Mantenimiento y limpieza
MEDIO SOCIAL-ECONÓMICO	Humano	Calidad de vida	Interferencia en los aspectos de salud y económicos de la población				+		+	
		Tranquilidad	Alteración ambiental derivada de la ejecución del proyecto, producto del ruido, vibraciones, olores y polvo		-	-	-	-		-
	Social	Empleo	Contratación de servicios mano de obra temporal o permanente		+	-	+	+	+	+
		Economía Local	Dinamización de la economía local	+	+	+	+	+	+	+

Fuente: Elaborado por Autores

7.2. Impactos Dañino o Negativo (-)

7.2.1. Impactos Negativos en la Etapa de Construcción

El subcomponente ambiental más afectado en esta etapa es el aire ya que desde el inicio de las actividades de excavación existe la presencia de maquinaria pesada que genera emisiones de CO₂, incrementos de los niveles de ruido y vibraciones y el levantamiento de material particulado producto del movimiento de tierras y por el propio transitar de la maquinaria que también afecta a la tranquilidad de los moradores del barrio.

7.2.2. Impactos Negativos en la Etapa de Operación

En la etapa de operación no se prevé ningún impacto negativo más que los malos olores que pueda generar la estación de bombeo efecto del estancamiento del volumen muerto y la retención de sólidos gruesos en el interior del mismo.

7.3. Impactos Beneficiosos o Positivos (+)

7.3.1. Impactos Positivos en la Etapa de Construcción y Operación

El principal impacto positivo se da en el subcomponente social, que la construcción y posterior operación del proyecto genera la dinamización de la economía local, incentivando a la apertura de nuevos negocios como lo son ferreterías, mini-markets y restaurantes. A la vez que la etapa de construcción generará la contratación de mano de obra del sector.

Otro impacto positivo y el más importante es el mejoramiento de las condiciones sanitarias y de salud de la población con la adecuada conducción y disposición del caudal sanitario y pluvial, el cual evita los efectos dañinos de escorrentía superficial que pueden generar posibles inundaciones.

7.4. Medidas para Mitigar los Impactos Ambientales Negativos

Cuidados constructivos en la ejecución del proyecto:

- Riego constante de agua para evitar el constante levantamiento de material particulado al igual que la adecuada programación del desalojo de materiales, además de control de la utilización de maquinaria, con el fin de disminuir el ruido y excesivas vibraciones.
- Restitución de la capa vegetal existente en el caso de haber sufrido modificaciones.
- Mantenimiento constante con el fin de evitar roturas y obstrucciones en la tubería, evitando así posibles taponamientos.

Capítulo VIII

Presupuesto Referencial

El presupuesto es la valoración del costo total de una obra antes de iniciarla, obteniéndose a partir de las cantidades de obra y de los precios unitarios de los rubros propuestos, sin considerar el porcentaje de I.V.A.

8.1. Análisis de Rubros

El área de presupuesto técnico de la EPMAPS utiliza un porcentaje de costos indirectos del 20%, este es el margen de utilidad para el constructor, el margen de utilidad no tiene un valor determinado, por lo que es determinado dentro de la institución para el que se desarrolle el proyecto; sin embargo, este valor está comprendido entre el 15% y 20%, el cual abarca mano de obra indirecta, materiales indirectos y gasto indirectos.

Todos los rubros utilizados están calculados en base a los salarios mínimos otorgados por la Contraloría General del Estado del año 2020, en los que intervienen:

Tabla 47.

Salarios mínimos personal.

CATEGORIAS OCUPACIONALES	SALARIO MENSUAL	DÉCIMO TERCERO	DÉCIMO CUARTO	APORTE PATRONAL	FONDO DE RESERVA	TOTAL ANUAL	JORNAL REAL	COSTO HORARIO
ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2	410.4	410.4	400	598.36	410.4	6.743.96	28.82	3.6
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2	415.75	415.75	400	606.16	415.75	6.826.66	29.17	3.65
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1	463.52	463.52	400	675.81	463.52	7.565.09	32.33	4.04
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2	439.95	439.95	400	641.45	439.95	7.200.75	30.77	3.85
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3	464.32	464.32	400	676.98	464.32	7.577.46	32.38	4.05
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B1	465.51	465.51	400	678.71	465.51	7.595.85	32.46	4.06

Nota: Contraloría General del Estado (2020).

Recuperado de <https://www.contraloria.gob.ec/WFDescarga.aspx?id=2653&tipo=doc>

Los volúmenes y cantidades de obra se calcularon en la base de las características del proyecto y de acuerdo al programa realizado en la hoja Excel.

8.2. Coste de Red y Estructuras Complementarias

Tabla 48.

Presupuesto referencial red de alcantarillado.

Subcapítulo	Descripción	USD\$ Costo
1.1	OBRAS PELIMINARES	\$ 11 892.40
1.2	MOVIMIENTO DE TIERRAS	\$ 97 451.28
1.3	TUBERÍAS	\$ 195 352.46
1.4	POZO DE REVISIÓN TIPO B1, B2	\$ 73 816.84
1.5	POZOS DE SALTO H=0.50m	\$ 5 105.07
1.6	POZO DE SALTO H=0.70m	\$ 2 516.84
1.7	POZO DE SALTO H=0.90m	\$ 2 495.47
1.8	POZO DE SALTO H=1.30m	\$ 2 439.71
1.9	POZO DE SALTO H=1.50m	\$ 2 417.13
1.10	POZO DE SALTO H=2.20m	\$ 2 847.18
1.11	POZO DE SALTO H=2.40m	\$ 2 968.51
1.12	POZOS DE SALTO H=2.50m	\$ 6 067.12
1.13	POZO DE SALTO H=4.50m	\$ 4 565.72
1.14	POZOS JOTA H=8.50m	\$ 16 881.73
1.15	CONDUCTO DE HORMIGÓN (0.80x0.80m)	\$ 11 618.18
5	SEGURIDAD EN LA OBRA	\$ 1 474.89
6	MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	\$ 1 840.00
7	PLANOS AS BUILT	\$ 1 951.48
8	TRABAJOS VARIOS	\$ 148 632.07
9	RELACIONAMIENTO COMUNITARIO	\$ 473.91
10	CONEXIONES DOMICILIARIAS	\$ 29 092.89
	COSTO TOTAL (sin IVA)	\$621 900.88

Fuente: Elaborado por autores.

Tabla 49.*Presupuesto referencial túnel.*

Subcapítulo	Descripción	USD\$ Costo
2.1	OBRAS PELIMINARES	\$ 687.81
2.2	MOVIMIENTO DE TIERRAS	\$ 14 084.64
2.3	ESTRUCTURA	\$ 61 445.73
	COSTO TOTAL (sin IVA)	\$ 76 218.19

*Fuente: Elaborado por autores.***Tabla 50.***Presupuesto referencial separadores de caudales.*

Subcapítulo	Descripción	USD\$ Costo
3.1	OBRAS PELIMINARES	\$ 663.84
3.2	MOVIMIENTO DE TIERRAS	\$ 213.14
3.3	ESTRUCTURA	\$ 6 990.38
	COSTO TOTAL (sin IVA)	\$ 7 867.36

*Fuente: Elaborado por autores.***Tabla 51.***Presupuesto referencial estación de bombeo y línea de impulsión.*

Subcapítulo	Descripción	USD\$ Costo
4.1	OBRAS PELIMINARES	\$ 1 810.64
4.2	MOVIMIENTO DE TIERRAS	\$ 7 684.78
4.3	ESTRUCTURA	\$ 222 716.68
	COSTO TOTAL (sin IVA)	\$232 212.10

Fuente: Elaborado por autores.

Las tablas anteriores detallan el valor de costo de la red de alcantarillado y estructuras complementarias. Cada una de estas tablas desmiembra las principales actividades a realizarse en la ejecución de las estructuras.

Proporcionado este resumen de costos de la red de alcantarillado y estructuras complementarias, el presupuesto referencial para la construcción del proyecto sin tomar en cuenta la ejecución de la estructura de descarga, es de aproximadamente \$ **938 198,53**.

Capítulo IX

Conclusiones y Recomendaciones

9.1. Conclusiones

El proyecto de alcantarillado combinado para el Barrio “San Vicente de Calderón” es netamente de beneficio social para los moradores. El beneficio social que se tendrá después de la ejecución de la obra, será un mejoramiento en la calidad de vida humana, idónea disposición y recolección de aguas residuales, disminución de enfermedades relacionadas al estancamiento de aguas negras en pozos sépticos y letrinas, erosión de las calles secundarias del barrio e inundaciones de residencias.

El proyecto abarca un área superficial de aportación de 27.75 hectáreas, esto incluye áreas aledañas al barrio, zonas verdes, calles y escalinatas. La extensión lineal de red de saneamiento es de 4.48 Km con pendientes mayores al 10% debido a la topografía accidentada, existen; y cuenta con tuberías comúnmente utilizadas para localidades en desarrollo ($\phi 300$, 400, 500 mm), mejorando la calidad y condiciones de vida de una población inicial de 230 personas, obtenida del estudio socio-económico aplicado al 100% de la población; y al final del periodo de diseño serán 1556 habitantes, calculado por el método geométrico, en el que se consideró un periodo de diseño de 30 años.

El diseño hidráulico realizado en hoja de cálculo y el modelamiento de la red en el software Bentley SewerGEMS® tienen similitud en los parámetros principales (Q_o/Q_d) y velocidad de flujo. El único parámetro que no tiene concordancia en mayoría de casos es la profundidad de calado (d), ya que el diseño realizado en la hoja de cálculo, se considera que el flujo tiene un estado de uniformidad sin modificaciones hidráulicas; mientras que el estado de flujo que maneja el

software de modelamiento es no uniforme, por cuanto se acerca más a la realidad. Verificando así el cumplimiento de todos los requerimientos y parámetros establecidos.

La estación de bombeo de aguas residuales: para el periodo de diseño ($T=15$ años), cuenta con dos bombas sumergibles de una potencia ($P = 33.5$ HP), las mismas que funcionarán alternamente, bombeando un caudal de 8 l/s con ciclos de trabajo entre 20 a 30 min. Además, cuenta con una tubería de desfogue de $\phi 250$ mm que conduce el caudal que supere el nivel de arranque de la bomba hasta la estructura de descarga, y una tubería de impulsión de $\phi 100$ mm. Dando como resultado un costo de ejecución de \$ 232,212.10

Se concluye que existió la imposibilidad de realizar el levantamiento topográfico de las quebradas cercanas a la zona de proyecto. Esto se debió a la actual crisis sanitaria que vive el país. Los datos obtenidos en este proyecto técnico se los extrajo del software Google Earth Pro®, que en su realidad no se apegan a la condición real del terreno de las quebradas.

La estructura de descarga propuesta en este estudio es de caída en vórtice, ya que es la más viable en cuanto a características hidráulicas y constructivas. Esta descarga es un prototipo de la estructura real que se planificará cuando se realicen todos los estudios necesarios. La estructura de descarga transportará un caudal excedente de 1.57 m³/s recogido por las redes implantadas en la Calle Juan Pablo II, las mismas que serán conducidas al río Guayllabamba.

La construcción de la estructura de descarga, al contar con un diseño definitivo, aumentará significativamente el presupuesto estimado del proyecto. Esto se debe a que el estudio realizado es un diseño preliminar de la estructura en mención. Por lo cual se deberá contar con un estudio topográfico y geotécnico detallado para su diseño definitivo y ejecución de obra.

El estudio de impacto ambiental se prevee acciones que permitirá controlar y/o mitigar posibles impactos ambientales a ser generados en el entorno social y natural de la zona de proyecto. Esto involucra actividades como: riego constante de agua para evitar el levantamiento de material particulado, al igual que la adecuada programación del desalojo de materiales, además de la restitución de la capa vegetal existente en el caso de haber sufrido modificaciones y el mantenimiento constante con el fin de evitar roturas y obstrucciones en la tubería; evitando así posibles taponamientos.

Se presentan los planos ingenieriles de las redes de alcantarillado que se implantarán en el proyecto en los anexos. Estos involucran las áreas de aportación, implantación de pozos de revisión y de cabecera, implantación de tuberías con sus respectivos datos hidráulicos y cotas de proyecto, y perfiles longitudinales de las redes por calle. Además de los planos hidráulicos de estructuras como: los separadores de caudales, estación de bombeo de aguas residuales, implantación y perfil de la tubería de propulsión de la estación de bombeo, y de la estructura de descarga tipo.

Para el presupuesto referencial, se tomó como base los datos de los precios actualizados referenciales elaborados por el personal técnico de la EPMAPS en los considera la mano de obra de la Contraloría General del Estado (enero 2020) y los precios de materiales y maquinaria de la Cámara de la Construcción (enero 2020).

Para el presupuesto referencial de la red de alcantarillado, se tomó como base los datos de los precios actualizados referenciales elaborados por el personal técnico de la EPMAPS en los que considera la mano de obra de la Contraloría General del Estado (enero 2020) y los precios de materiales y maquinaria de la Cámara de la Construcción (enero 2020). Dando un costo de ejecución de \$ 705,986.43.

Para tener un solo colector principal que recoja el caudal combinado (residual y pluvial), se ha implantado en la calle Semanete la construcción de un túnel que recoja los caudales producidos por las áreas asentadas en el flanco sur del barrio. Con ello, se tendrá un solo punto de encuentro para dirigir las aguas residuales a la estación de bombeo y las aguas excedentes a la estructura de descarga. Las dimensiones de este túnel son de 1.20 m x 1.20 m x 89.40 m, y albergará un canal interior de 0.30 m x 0.40 m con una pendiente hidráulica de 0.30%.

Se han proyectado y diseñado hidráulicamente 2 separadores laterales dobles en el proyecto: El primero: P99; donde termina el colector principal de aguas combinadas en la calle Juan Pablo II (flanco norte del barrio), con el objetivo de conducir el caudal sanitario hacia la estación de bombeo y el caudal excedente hacia la estructura de descarga. El segundo: P74; ubicado en la calle Atahualpa tiene por objetivo evitar la sobrecarga de la red existente aguas abajo, conduciendo el caudal pluvial hacia la estructura de descarga y el caudal sanitario hacia el pozo existente.

9.2. Recomendaciones

En tramos de tubería con pendientes mayores al 15% en las que exista la presencia de altas velocidades (7 m/s), con el de proporcionar estabilidad al colector se recomienda colocar una protección de hormigón parcial o total en el tramo.

Supervisión de la adecuada unión pozo–tubería y en empalme de la tubería de unión domiciliaria a la red de alcantarillado, para evitar fugas que provoquen contaminación al subsuelo o el aporte de un caudal de infiltración mayor al considerado.

Se recomienda una compactación eficiente del material de relleno en zanjas, para no provocar una erosión acelerada al momento de presentarse eventos de precipitación. A su vez, se

recomienda a la directiva del Barrio realizar los trámites respectivos para la pavimentación o adoquinado de las calles del proyecto, ya que de esta manera se garantiza un mejor escurrimiento de las aguas pluviales y una disminución del acarreo de sedimentos.

Se recomienda implementar un caudalímetro a la entrada de la estación de bombeo, para establecer el caudal medio diario y los coeficientes de variación horaria y así determinar la necesidad de implementar una bomba más a la estación de bombeo, una vez finalizado el periodo de diseño ($T=15$ años). A su vez servirá verificar los niveles de operación de la estación de bombeo, con el fin de evitar problemas de estancamiento del agua residual y producción de malos olores en la puesta en marcha del sistema.

En los tramos de tubería que no cumplen con la profundidad mínima de recubrimiento, debido al ingreso de la tubería hacia la estación de bombeo (Tramo P55 – P99). Se debe construir un embovedado de hormigón armado y con ello proteger a la tubería del aplastamiento ante las cargas vehiculares.

Se deberá obligatoriamente contactar a la Agencia de Regulación y Control de Hidrocarburos y Oleoducto de Crudos Pesados Ecuador (OCP) cuando se vaya a ejecutar los trabajos de excavaciones en los cruces de la red de alcantarillado a la franja de protección del oleoducto. Además, se debe respetar las normas que dictaminen estas instituciones acerca del distanciamiento y protección de ambas tuberías.

Para facilitar el empate del canal vertedero y la tubería que conduce el caudal sanitario, se recomienda una transición de sección rectangular a circular en el último metro del canal, con el fin de ingreso suave de caudal al tramo localizado aguas abajo del separador.

Como estudio previo antes de la construcción del túnel, separadores de caudal, estación de bombeo y estructura de descarga; se requiere información topografía detallada, geotécnica,

sismología; además de su respectivo diseño estructural, el cual llevé a una ejecución adecuada del proyecto.

La quebrada en donde se implante la estructura de descarga tendrá que ser la de mejores características topográficas. Donde no se provoquen velocidades hidráulicas mayores a la velocidad permisible y el canal de conducción no sea demasiado costoso. Este proyecto de tesis recomienda la quebrada N°1 (según la figura 72) ya que se tiene menores pendientes de terreno y actualmente ya sirve como un punto de descarga para aguas servidas.

La profundidad de cimentación para las estructuras complementarias de la red de alcantarillado (Pozos de salto, separadores de caudales, entre otros), según el estudio de suelos anexado (Anexo C), se recomienda un $Df = 2.00\text{ m}$, medido desde el nivel inferior de la estructura a cimentar.

Para la correcta operación de la estación de bombeo se recomienda realizar una limpieza diaria de la canastilla retenedora de sólidos, con el fin de evitar la producción de malos olores, debido a la acumulación de este material. Al igual que recomienda realizar el mantenimiento y limpieza semanal o quincenal del cárcamo de bombeo, en época invernal este, se deberá realizar de forma diaria, ya que existe un mayor acarreo de sólidos finos y material particulado, para lo cual se recomienda la inclusión de una compuerta mecánica aguas abajo del separador de caudal con el fin de impedir el ingreso de las aguas servidas durante el periodo de mantenimiento y limpieza, al cárcamo de bombeo.

REFERENCIAS

Artículos Académicos y Científicos

Alegret, E. & Martínez, Y. (2018) Coeficiente de Hazen-Williams en función del número de Reynolds y la rugosidad relativa. [Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría]. Recuperado de <http://scielo.sld.cu/pdf/riha/v40n3/1680-0338-riha-40-03-41.pdf>

De la Maza, Carmen. (2007). Evaluación de Impactos Ambientales. [Editorial Universitaria]. Santiago, Chile. Recuperado de <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/120397>

G.U.N.T. Gerätebau GmbH [Gunt] (2016). Flujo en canales abiertos. Recuperado de https://www.gunt.de/images/download/open-channel_flow_spanish.pdf

Gonzáles, Pablo. (s.f). Levantamiento mediante GPS de una red de puntos establecidos para correlacionar los distintos espacios de la universidad en el mismo sistema de coordenadas. (Trabajo de grado, Universidad Politécnica de Cartagena). Recuperado de <https://repositorio.upct.es/bitstream/handle/10317/4651/pfc5890.pdf;sequence=1>

Jacome, Evelin. (22 de abril de 2018). Tres Giros congestionados en Carapungo, en el norte de Quito. El Comercio. <https://www.elcomercio.com/actualidad/quito-giros-congestionados-carapungo-simonbolivar.html>

Bibliografía

Bolaños, Cristian. (2017). Diseño definitivo del sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales para el Barrio Valencia, Parroquia Pintag, Cantón Quito, Provincia de Pichincha. [Trabajo de grado]. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.

- Domínguez, Francisco. (1999). Hidráulica. (6a ed.) Universitaria. Santiago de Chile, Chile.
- Gavilanes, Luis. (2012). Varios Barrios, sector noroccidente de San Juan de Calderón, Parroquia Calderón. [Informe Técnico]. Quito, Ecuador.
- Hager, W. Vischer, D. (1995). Energy Dissipators. International Associations for Hydraulic Research. Zürich, Alemania.
- Haro, P., & Jara, M. (2006). Manual básico de diseño de estructura de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad. (Trabajo de grado, Escuela Politécnica Nacional). Recuperado de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/2507/1/CD-0384.pdf>
- Heinke, G., Henry, G. (1999). Ingeniería Ambiental. Prentice. (2a ed.). Practice Hall, Naucalpan de Juárez, México.
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) (2011). Anuario Meteorológico 2011. Dirección Ejecutiva del INAMHI. <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/wp-content/uploads/anuarios/meteorologicos/Am%202011.pdf>
- Kellenberger, M. (1988). Wirbelfallschachte in der Kanalisationstechnik. Zürich, Alemania. Recuperado de <https://ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/vaw/vaw-dam/documents/das-institut/mitteilungen/1980-1989/098.pdf>
- Koutoudjian, Juan. (2008). Estaciones de Bombeo, Operación y Mantenimiento. Instituto de Ingeniería Sanitaria y ambiental - Buenos Aires. Recuperado de http://www.fi.uba.ar/archivos/instituto_sanit_hidrolog_y_bombeo.pdf

- Martín, I., Salcedo, R., Font, R. (2011) Flujo Interno de Fluidos Incompresibles y Compresibles. [Universidad de Alicante]. Recuperado de https://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/20299/1/tema1_Flujo%20interno.pdf
- McCabe, W., Smith, J. & Harriott, P. (2007). Operaciones Unitarias en Ingeniería Química. (7ª ed.) McGraw-Hill Interamerica. Ciudad de México, México.
- Moscoso, Washington. (2014). Impacto ambiental del sistema de alcantarillado de la base naval de San Eduardo y propuesta de intervención para su reducción. [Trabajo de grado]. Universidad de Guayaquil. Guayaquil, Ecuador.
- Osejos, M., Verisimo, M., Merino, M. (2017). Impacto Ambiental del Sistema de Alcantarillado en la Ciudadela 3 de mayo de la Ciudad de Jipijapa – Ecuador. Recuperado de <https://revistasinvestigacion.unmsm.edu.pe/index.php/iigeo/article/view/14994/13056>
- Pérez, Rafael. (2010). Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones. (6a ed.) Ecoe Ediciones. Bogotá, Colombia.
- Silva, Luis. (1981). Diseño de Acueductos y Alcantarillados. Universidad Santo Tomas. Bogotá, Colombia.
- Taco, Freddy. (2014). Construcción de Túneles para Alcantarillado Aplicación al Proyecto “Colector Quebrada Machangara”- Quebrada Ortega. (Trabajo de grado, Universidad Central Del Ecuador). Recuperado de <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/2579/1/T-UCE-0011-95.pdf>
- Tuquerrez, Carlos. (2018). Informe Técnico del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Sr. Fernando Lupercio. [Informe Técnico]. Quito, Ecuador.

Conferencias

Environmental XPRT (2019). SewerGEMS - Modeling Software for Sanitary and Combined Sewers. [Entrada de blog] Recuperado de <https://www.environmental-expert.com/software/sewergems-modeling-software-for-sanitary-and-combined-sewers-633490>

Lema, Daniel. (12 de noviembre de 2018). Tutorial Diseño Aguas lluvias SewerGEMS [Archivo de video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=beDA0XLH1Kk>

Valenzuela, Carlos. (2020). Diseño de Alcantarillado Sanitario y pluvial con Storm Water Management Model. Quito, Ecuador.

Imágenes

Gomez, J. (2006). Flujo en tuberías a sección parcialmente llena, (p. 28), <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/162/1/CD-0178.pdf>

Adaptado de “Manual de instalación y operación de bombas sumergibles [IUSA]” (p. 7), [IUSA], s.f., <https://docplayer.es/64040654-Manual-de-instalacion-y-operacion.html>

Adaptado de la ficha técnica “Interruptor de nivel para líquidos agitados” (p. 2), Le Specialiste de la regulation par flotteur [ASTMI], s.f., https://www.atmi.fr/regulation-flotteur/pdf/547_f402_actualites5f05c20e8b2b7.pdf

Normas de Construcción

Bombas GRUNDFOS España S.A. [Grundfos] (2013). Manual de bombeo de Aguas residuales. Recuperado de <https://es.grundfos.com/industries-solutions/applications/pressurised-pumping-systems.html#header1>

Comisión Nacional del Agua [Conagua] (2019). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Calculo, Estudios y Diseños de Instalaciones Mecánicas. (Libro 15).

Recuperado de <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>

Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable [EMAAP] (2009). Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q. Quito, Ecuador.

Empresa Pública de Alcantarillado de Santander S.A.E.S.P [EMPAS] (2019). Manual para el cálculo de Alcantarillados. Santander, Colombia.

Instituto Ecuatoriano de Normalización [INEN] (1992). Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. Quito, Ecuador.

Interagua, (2015). Norma Técnica de Diseño de Estaciones de Bombeo Alcantarillado Sanitario y Pluvial. Recuperando de https://www.interagua.com.ec/sites/default/files/ntd-ia-001_estaciones_de_bombeo_alcantarillado_sanitario_y_pluvial_v-004_-cnc_1.pdf

Lineamientos Técnicos para Factibilidades [SIAPA] (2014). Estaciones de Bombeo. Recuperado de https://www.academia.edu/16303210/SIAPA_CRITERIOS_Y_LINEAMIENTOS_T%C3%89CNICOS_PARA_FACTIBILIDADES

Organización Panamericana de la Salud [OPS] (2005). Guía para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable – Lima. Recuperado de <https://studylib.es/doc/1209049/gu%C3%ADas-para-el-dise%C3%B1o-de-estaciones-de-bombeo-de-agua-potable>

Reglamento Técnico del Sector de Agua Poble y Saneamiento Básico ([Ras-001] (2003).

Definición del nivel de complejidad y evaluación de la población, la dotación y la demanda de agua. Recuperado de <http://www.minvivienda.gov.co/GuiasRAS/RAS%20-%20002.pdf>

Rival. (2018). Manual de Flujo de Tuberías a Presión. [Manual Técnico]. Recuperado de http://plasticosrival.com/files/products/pvc/technical-manuals/PR_PVC_MT_FlujoTuberiasPresion.pdf

Sitios Web

CLIMATE.DATA.ORG. (s.f.). CALDERÓN CLIMA ECUADOR. <https://es.climate-data.org/america-del-sur/ecuador/provincia-de-pichincha/calderon-34394/>